

III

308346

М. Н. Торгонский

ИСКУССТВЕННЫЕ СООРУЖЕНИЯ ЛЕСОВОЗНЫХ ДОРОГ



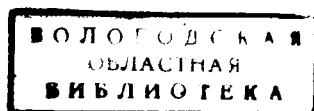
Гослесбумиздат ~ 1956

М. Н. ТОРГОНСКИЙ
Кандидат техн. наук

ИСКУССТВЕННЫЕ СООРУЖЕНИЯ ЛЕСОВОЗНЫХ ДОРОГ

*Допущено Управлением учебными заведениями
Министерства лесной промышленности СССР
в качестве учебного пособия
для лесотехнических техникумов*

III 308346



ГОСЛЕСБУМИЗДАТ

Москва

1956

Ленинград

634.9
Т 60

634.951(02)

В книге описаны типовые проекты деревянных мостов, труб, эстакад Гипролестранса; способы расчета элементов мостов и труб; приведены также краткие сведения по постройке и определению стоимости сооружений.

Официальные рецензенты инженеры
П. В. ТИТОВ и Т. Н. ЛЕСКОВ

ВВЕДЕНИЕ

Мостостроение в нашей стране имеет многовековую историю. Так, еще в „Русской правде“ (1020 г.) была уже особая статья „О мостницах“. Сословие „мостников“—строителей мостов и переправ—имелось в войске Ярослава Мудрого (1019—1054 гг.).

Наиболее распространенным типом мостов на больших реках являлись наплавные, так называемые „живые“ мосты, состоявшие из ряда плотов, лодок и барок, поддерживающих настил. Подобный наплавной мост через Днепр в Киеве был построен еще при Владимире Мономахе в 1115 г. Для того времени этот мост был замечательным инженерным сооружением.

Мастерством своих „древоделей“ издавна славилась новгородцы. Знаменитый мост через реку Волхов имел опоры в виде срубов, городней¹ с верхней сквозной частью. На нее опирался бревенчатый настил (рис. 1) полотна.

Овраги и небольшие реки перекрывались нередко двойным или тройным рядом сквозных бревенчатых стен-заборов, связанных поперечными рядами бревен (рис. 2).

На рис. 3 представлен тип старинного моста с ряжевими опорами в виде рубленых ящиков, заполнявшихся обычно камнем или землей.

При Дмитрии Донском во время осады Твери был наведен мост через Волгу, а во время войны с татарами—через Дон (1380 г.). „Живыми“ были и первые деревянные мосты Москвы: Москворецкий, Крымский и другие (рис. 4).

В Петербурге, судя по плану 1792 г., имелось пять пловучих мостов: Исаакиевский, Воскресенский, Тучков, Строгановский и Каменноостровский. Развитие города требовало устройства постоянного моста через Неву, поэтому к концу XVIII века появляется ряд его проектов. Самым ранним был проект деревянного арочного однопролетного моста (рис. 5), созданный знаменитым механиком-изобретателем Кулибиным (1735—1818 гг.), работавшим над ним около 20 лет.

Длина пролета этого моста составляла 298,6 м.

Современников поражала техническая дерзость конструкции моста Кулибина.

О модели моста Кулибина наш знаменитый строитель Журавский писал: „На ней печать гения; она построена на системе, признаваемой новейшей наукой самой рациональной; мост поддерживает арка, изгиб ее предупреждает раскосная система, которая по неизвестности того, что делается в России, называется американскою“ („Вестник промышленности“, 1859, № 3).

Применение Кулибиным вантов для сборки было также гениальным новшеством, значение которого было осознано лишь в настоящее время.

¹ В Новгородской летописи говорится: „Тоя же осени (1335 г.) внесе лед и снег в Волхов и вышибе городень великого мосту“.

Проект моста не встретил поддержки правительства. Однако Кулибин построил модель этого моста в 1/10 натуральной величины. При испытании этой модели под нагрузкой блестяще оправдались все технические расчеты автора.

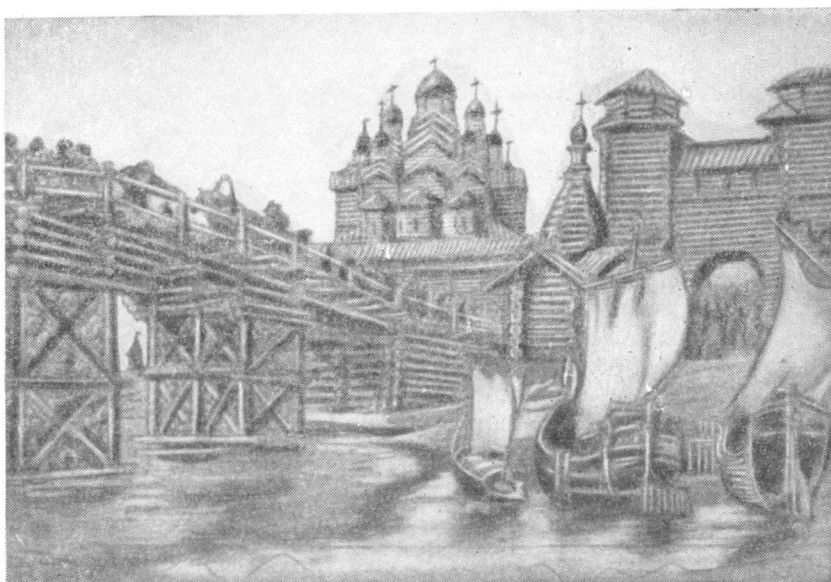


Рис. 1. Деревянный мост в Новгороде

В начале XIX века Россия обогатилась большим количеством выдающихся искусственных сооружений. Появляются деревянные мосты подкосной системы, принимающие иногда интересную арочно-подкосную форму (рис. 6).

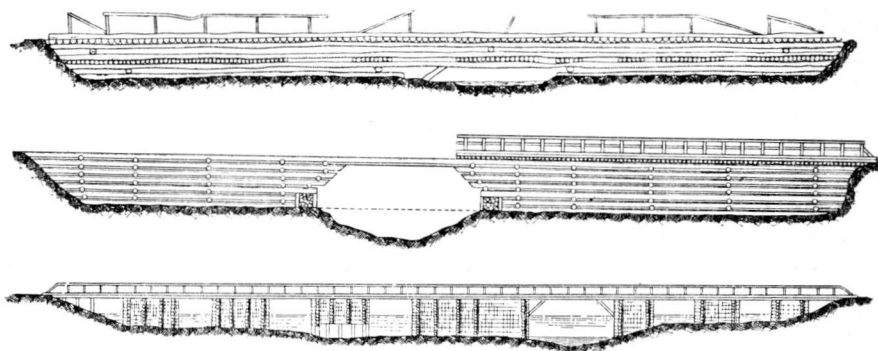


Рис. 2. Типы древнерусских мостов, собранных из продольных бревенчатых стен—„заборов“ с промежутками между бревнами для пропуска воды (два верхних рисунка) или с опорами из рубленых ряжей „городней“, забрасываемых камнем (нижний рисунок)

В XIX веке на шоссе Петербург—Москва, привислинских дорогах, Сибирском тракте, на Военно-грузинской дороге, Гатчинском и Петергофском шоссе было построено очень много мостов, особенно в период 1836—1855 гг., когда было проложено до 5000 км дорог.

Кроме обычных балочных и подкосно-арочных конструкций, а также балочных многорешетчатых ферм по типу моста Журавского (рис. 7),

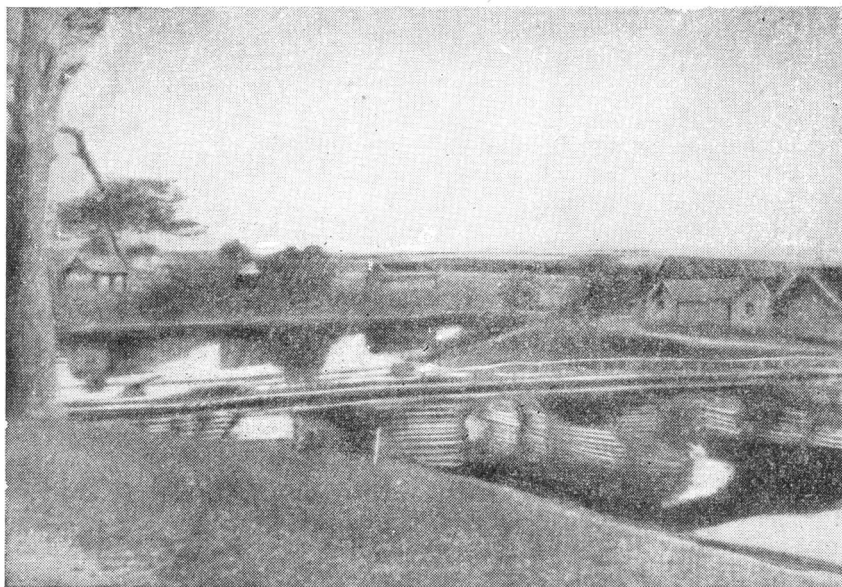


Рис. 3. Ряжевый мост XVIII в. на р. Кене у дер. Овчинконец (Федоровское).
Общий вид

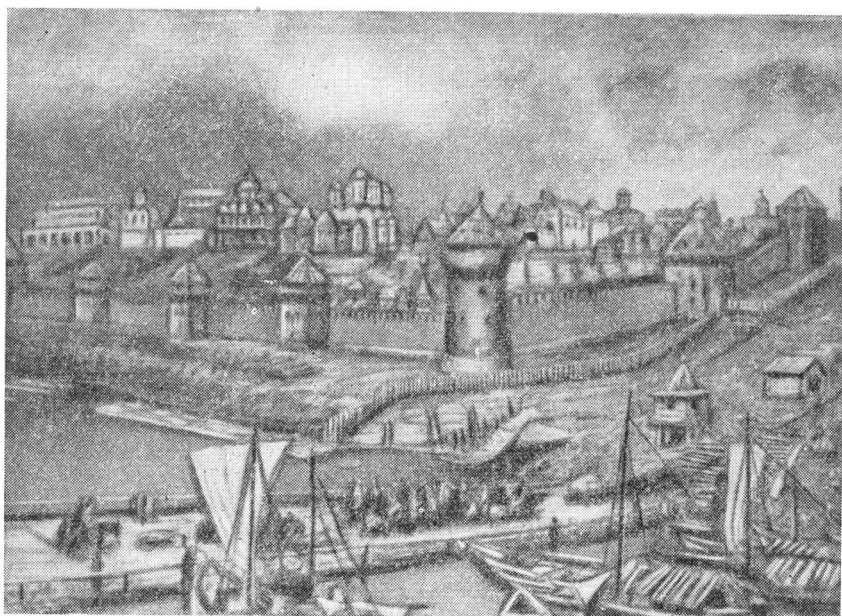


Рис. 4. Наплавной мост у Кремля при Иване III по акварели Васнецова
(1921 г.)

построено также много мостов арочной системы по образцу первого у нас арочного Каменноостровского моста в Петербурге.

В эти же годы построены плашкоутные мосты: в Макарьеве (1810 г.) и Твери (1812 г.) через Волгу, в Калуге (1822 г.) через Оку, в Гомеле через Сож, в Киеве и Кременчуге через Днепр, в Риге через Двину, в Могилеве-Подольском (1854 г.) через Днестр и т. д.

Развитию мостостроения в России содействовало создание в 1810 г. (по инициативе Сперанского) корпуса и института инженеров путей сообщения. Институт был одним из первых в мире транспортных учебных заведений и сделался колыбелью русского железнодорожного транспорта, для которого подготовил немало способных работников (Волков, Готман, Мельников, Кербедз, декабрист Муравьев-Апостол, Журавский, Добро-правов, Рокассовский, Зуев, Севастьянов, Соболевский и др.).

Особенно значительных размеров достигли мосты железной дороги Петербург—Москва, которые были со сквозными деревянными фермами большого пролета. Тип этих сквозных решетчатых ферм был предложен, как мы видели, еще Кулибиным.

Теоретическому исследованию и практическому применению на железных дорогах сквозных ферм посвятил начало своей деятельности крупнейший русский инженер Д. И. Журавский (1821—1891 гг.). В связи с отсутствием каких-либо методов расчета подобных систем Журавский еще в 1845—1847 гг. предложил оригинальный простой способ. Одновременно ему пришлось провести огромную работу по исследованию сопротивления древесины сжатию, растяжению, скалыванию, смятию, сконструировав для этого сложные испытательные машины. На ряде специальных моделей он впервые установил и объяснил влияние косоугольного изгиба, дал точные расчеты касательных напряжений и работы шпонок, опубликовав в 1855 г. труд, удостоенный Академией наук Демидовской премии. Неразрезные фермы конструкции Д. И. Журавского были сооружены на Веребьинском, Мстинском и других виадуках дороги Петербург—Москва.

Последующие поколения мостовиков использовали в своей работе немало его идей.

Первым применившим в России железные балочные фермы был С. В. Кербедз. Построенный им в 1853 г. железный мост через р. Лугу просуществовал почти 90 лет и был разрушен во время Великой Отечественной войны. С. В. Кербедз первым стал рассчитывать сжатые элементы ферм с учетом продольного изгиба.

Продолжателем Кербедза в области строительства железнодорожных мостов был проф. Н. А. Белелюбский. Начало его инженерно-преподавательской деятельности (1867 г.) совпало с развитием строительства больших металлических мостов и началом теоретического изучения их конструкции и свойств строительных материалов. Первой его работой было переустройство в 1868—1872 гг. (без перерыва движения) деревянных мостов железнодорожной линии Петербург—Москва на железные, для чего он составил более 26 проектов. Н. А. Белелюбский является автором свыше 50 проектов мостов различных систем, в том числе моста через Волгу у Сызрани (1875—1884 гг.), тогда самого длинного в Европе, у Свяжска, Симбирска (через Бузан), двухъярусного через Днепр у Екатеринослава, через Русановский проток у Киева, через Оку у Алексина, через реки Великую, Белую, Ингулец, Уфу, Москву-реку и др.

Н. А. Белелюбскому принадлежит усовершенствование двухраскосных ферм. Он же разработал системы ферм с ромбической и треугольной решетками. Впервые в Европе Н. А. Белелюбский использовал для мостов литое железо, составил нормы его приемки.

Руководимая Н. А. Белелюбским с 1879 г. комиссия по испытанию цемента, производство которых в России ему удалось широко развить,

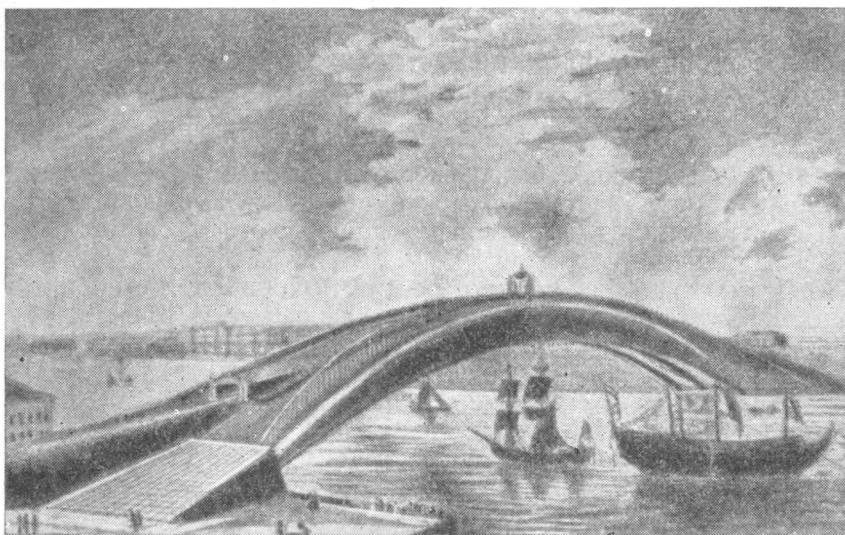


Рис. 5. Общий вид моста Кулибина. Пролет 298,6 м. Модель моста опробована Российской Академией наук в 1776 г.

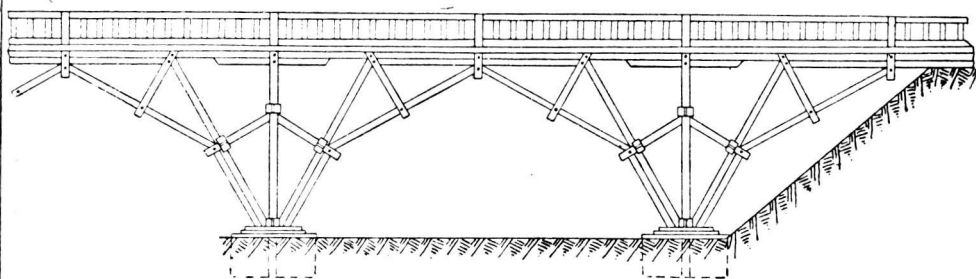


Рис. 6. Деревянный мост арочно-полкосной системы через Лажитовский ручей в военных поселениях. Инж. Фабр, 1828 г.

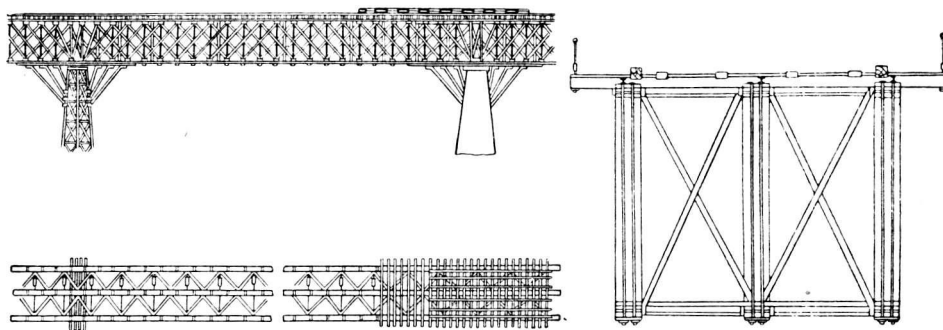


Рис. 7. Деревянный неразрезной Веребинский виадук на железной дороге Петербург — Москва. Проектировал и строил инж. Журавский, 1843—1851 гг. Пролеты $9 \times 54,5$ м

в 1895 г. одновременно занималась также изучением появившегося тогда нового материала—железобетона. Комиссия составила первые нормы приемки цемента и технические условия на производство железобетонных работ. Пользовавшийся мировой известностью как крупный специалист и общественный деятель, Белелюбский был постоянным представителем, а с 1912 г. и президентом международного общества испытания материалов.

Его способы испытания материалов и методы расчета мостов не утратили значения и теперь. В наших строительных учебных заведениях студентов знакомят с научными работами и проектами Н. А. Белелюбского. На научных съездах и конференциях часто приводят выводы и положения из его работ.

Н. А. Белелюбский до глубокой старости продолжал свою активную деятельность в различных областях строительной науки. Умер он в 1922 г.

Славу воспитателя ряда поколений русских инженеров—строителей мостов заслуженно разделял с Н. А. Белелюбским проф. Л. Ф. Николаи, создатель первого капитального курса мостов и автор книги „О развитии мостового дела в России“.

Автором многих теоретических исследований в области искусственных сооружений является инж. Семиколонов, который предложил применять для мостов больших пролетов консольные системы.

Блестящим теоретиком и практиком-строителем показал себя также проф. Ф. С. Ясинский, создатель ряда новых конструкций. Выдающуюся роль в мостостроении сыграл проф. Л. Д. Проскуряков, предложивший ряд проектов усовершенствованных им сквозных ферм для крупнейших мостов Сибирской дороги и многих других дорог.

В строительстве железнодорожных и автотранспортных деревянных мостов не удалось достигнуть такого результата, как в строительстве металлических и железобетонных мостов. Для дальнейшего усовершенствования деревянных мостовых конструкций требуются существенные сдвиги в характере использования свойств дерева. Некоторые достижения в этой области получены в результате комбинации дерева с бетоном.

Предельная величина пролета моста в основном зависит от значения „удельной легкости“ материала, характеризующейся отношением допускаемого напряжения к удельному весу материала.

На первом месте по удельной легкости стоит сталь, затем идут дерево, железобетон, камень, бетон. В зависимости от этого наибольший возможный ныне пролет металлического моста доходит до 1400 м, железобетонного—до 1000 м, деревянного—до 300 м, каменного—до 100 м. Такие размеры пролетов далеко еще не предел для дальнейшего их увеличения.

На дорогах страны за последнее время построено и намечено к сооружению значительное количество больших мостов. Самый крупный из них предполагается построить в Архангельске. Это будет висячий мост того же типа, что и Крымский в Москве, с массивными эстакадами на подходах.

В СССР ведется большая работа по стандартизации типов железнодорожных и автодорожных мостов и производится серийное их изготовление.

Мосты на лесовозных дорогах обычно сооружаются из дерева, по типовым проектам.

В настоящем пособии приводится описание типовых проектов деревянных мостов, труб, эстакад Гипролестранса и способов расчета элементов мостов и труб, а также содержатся краткие сведения по постройке и определению стоимости сооружений.

В связи с указаниями, приведенными во II части (глава II. Д. 8, § 1, п. 7) „Строительных норм и правил“, введенных с 1 января 1955 г., в книге за основной принят метод расчета по допускаемым напряжениям, а по предельным состояниям изложены только основы расчета конструкций.

ГЛАВА I

ДЕРЕВО КАК МАТЕРИАЛ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 1. ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ДРЕВЕСИНЫ

Дерево, как всякий строительный материал, имеет свои достоинства и недостатки. Поэтому при проектировании и возведении деревянных сооружений необходимо максимально использовать положительные качества древесины и свести к минимуму ее отрицательные свойства.

Строительная практика показывает, что при нормальных условиях работы древесины в сооружении срок ее службы, вообще говоря, не ограничен. Так, в одном из монастырей под Новгородом деревянные части зданий прослужили с 1198 г. по 1941 г. без всяких заметных дефектов. В качестве другого примера долговечности можно указать на деревянные фермы покрытия манежа в Москве, построенные в 1817 г., и фермы покрытия Колонного зала Дома Союзов в Москве, возведенные в 1819 г. и отлично сохранившиеся до настоящего времени.

Однако при неблагоприятных условиях работы древесина может чрезвычайно быстро прийти в негодность. Например, верхушки деревянных свай, находящиеся на уровне переменного горизонта вод, загнивают через 3—5 лет, а иногда и скорее.

Из этого следует, что возведение деревянных сооружений требует особого внимания, тщательного анализа условий работы древесины и устранения всех причин, способствующих проявлению ее отрицательных свойств.

При соблюдении технических условий на проектирование, изготовление, монтаж и эксплуатацию деревянных конструкций последние будут надежны, долговечны и экономичны.

Основные технические свойства дерева как строительного материала для искусственных сооружений приведены ниже.

Вес. Удельный вес твердого вещества, из которого состоят стенки клеточек древесины, приблизительно одинаков для всех пород и равен примерно 1,5.

Практически важным является вес единицы объема древесины в том виде, в каком она применяется, т. е. так называемый объемный вес; в этом случае цифры выражают вес в граммах одного кубического сантиметра, или в килограммах одного кубического дециметра, или в тоннах одного кубического метра. Вследствие зависимости объемного веса древесины от влажности надо отмечать влажности, к которой относится данный объемный вес.

Вследствие различной плотности древесины объемный вес сильно колеблется при одинаковой влажности не только для разных пород, но и в пределах одной породы.

В практических расчетах деревянных конструкций в зависимости от влажности и породы древесины принимаются средние объемные веса, приведенные в табл. 1.

Таблица 1

Объемный вес древесины		
Порода древесины	Объемный вес древесины в кг/м³	
	воздушно-сухой	сырой
Хвойные		
Лиственница	650	800
Сосна, ель	500	600
Кедр, пихта	450	550
Лиственные		
Дуб, ясень, клен, граб, ильм	700	800
Береза, бук, вяз	600	700
Осина, ольха	500	600

Влажность. Под влажностью понимают процентное отношение веса содержащейся в древесине влаги к весу этой древесины в абсолютно сухом состоянии.

Влажность древесины характеризуется наличием в ней воды. В клеточной ткани находится „связанная“ влага и в полостях клеток „свободная“ влага. При высыхании свежесрубленной и вообще сырой древесины испаряется в первую очередь свободная влага и затем уже, медленнее, связанная влага. Момент, соответствующий отсутствию свободной влаги и наличию полностью связанной, называется точкой насыщения волокон.

Влажность древесины исчисляется в процентах и определяется по формуле:

$$W = \frac{Q_1 - Q_2}{Q_2} 100\%,$$

где:

Q_1 —первоначальный вес древесины;

Q_2 —вес ее после высушивания (при температуре 100° до постоянного веса).

Средняя влажность свежесрубленной древесины достигает 80—100% и зависит от породы, местоположения в стволе и ряда других условий. После длительного высушивания на открытом воздухе влажность древесины снижается до 15—20%, в зависимости от атмосферных условий.

В строительных конструкциях различают следующие степени влажности древесины (в %):

воздушно-сухая	12—18
полусухая	18—23
сырая	23—45
свежесрубленная	70—80

Все свойства древесины тесно связаны с ее влажностью, поэтому каждая характеристика древесины должна сопровождаться указанием влажности. Для сравнения качества древесины вне зависимости от ее влажности следует давать характеристику свойств при влажности 15 %.

Практически понижение влажности (высушивание) древесины способствует:

- 1) сохранению формы и размеров деталей, а также предохранению их от растрескивания;
- 2) предохранению от загнивания;
- 3) повышению механических свойств;
- 4) уменьшению веса.

Усушка и разбухание. Древесина не изменяет своих размеров при высыхании от самого влажного состояния до точки насыщения волокон (т. е. приблизительно до влажности 30%). При дальнейшем понижении влажности древесина начинает давать усушку, т. е. уменьшаться в размерах. Чем плотнее древесина, тем больше ее усушка.

При высыхании до воздушно-сухого состояния средняя величина усушки выражается следующими цифрами (в %):

вдоль волокон	0,1
поперек волокон в радиальном направлении	3—5
в тангенциальном направлении	6—10

При высушивании от свежесрубленного до абсолютно сухого состояния усушка колеблется в пределах (в %):

вдоль волокон	0,10—0,35
поперек волокон в радиальном направлении	2—8,5
в тангенциальном направлении	4—14
объемная усушка	7—21

Приведенные данные показывают, что усушка вдоль волокон ничтожна и практически ею можно пренебречь.

Коробление и растрескивание. Вследствие разной усушки древесины в радиальном и тангенциальном направлениях и неравномерности высушивания материала возникает его коробление.

Большая усушка в тангенциальном направлении вызывает коробление досок в виде загиба их краев в сторону выпуклости годовых слоев (рис. 8). Такого рода коробления материала можно избежать правильной его укладкой при достаточном нагружении, препятствующем короблению.

Неравномерное высушивание также может вызвать коробление; например, сердовая доска (рис. 8), не дающая коробления при равномерном высушивании благодаря симметричному расположению годовых слоев, может покоробиться, если одна широкая грань будет сохнуть скорее другой.

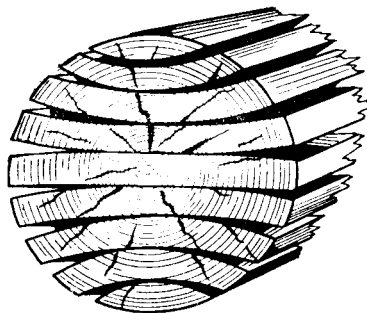


Рис. 8. Влияние на древесину неравномерной и быстрой усушки

Если появляющиеся при высушивании древесины напряжения превысят определенную величину, в ней образуются трещины (главным образом по сердцевинным лучам) боковые и торцовые.

Во избежание появления трещин высушивание необходимо вести постепенно и равномерно, не вызывая появления опасных напряжений; для предотвращения торцовых трещин следует задержать испарение влаги с этих поверхностей путем их закрашивания масляной краской.

Теплопроводность. Теплопроводность древесины незначительна, и поэтому она может применяться как изоляционный материал.

Древесина хорошо сопротивляется химическим воздействиям кислот, сернистых газов, паров, вследствие чего является незаменимым материалом в железнодорожном деле для покрытий паровозных депо, для покрытий зданий в химической промышленности и т. д.

§ 2. ВЛИЯНИЕ РАЗЛИЧНЫХ ФАКТОРОВ НА МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ДРЕВЕСИНЫ

Различные качественные недостатки, оказывающие существенное влияние на возможность технического применения древесины для различных целей, связаны с пороками древесины.

В связи с этими недостатками древесины, выражающимися в ненормальной форме или в повреждениях ствола (сбежистость, закомелистость, кривизна, ройка, облом, бурелом, сухобокость, пожарная подсушина, затеска и др.), приходится при обработке древесины в большей или меньшей мере перерезать волокна, имеющие неправильное направление, и тем самым понижать ее прочность. Другие недостатки—разного рода трещины, серница, прорость и пр.—нарушают целостность строения, в связи с чем соответственно снижается прочность материала.

К порокам древесины относятся также ненормальности строения: косослой, крень, свилеватость, сучки и пр.

Косослоем называют отклонение волокон древесины от направления образующей ствола, вследствие чего волокна следуют по винтовой линии с большим или меньшим уклоном, который измеряется величиной отклонения на единицу длины ствола (в обыкновенном материале допускается не свыше 10 см на 1 пог. м, а в ответственных элементах конструкций не свыше 7 см на 1 пог. м).

Отклонение волокон при косослое остается и в пиленом материале и в полученной из него детали. Следует, однако, отметить, что отклонение волокон от оси детали может получиться и при прямослойном материале—при неправильной его распиловке. Влияние отклонения волокон на прочность древесины зависит исключительно от их уклона.

Исследования показывают, что понижение механических свойств невелико, если отклонение волокон не превышает $1/20$, т. е. 5 см на 1 м длины.

Крень, т. е. твердая древесина широкослойной стороны ствола, при эксцентричном расположении годовичных слоев отличается следующими особенностями: прочность и модуль упругости на растяжение меньше нормальных, прочность на сжатие и изгиб у такой древесины выше нормальной, модуль упругости при изгибе ниже нормального. Применение такой древесины ограничено вследствие значительного коробления и растрескивания, трудности обработки и большой деформации при изгибе.

Сучковатость древесины также является недостатком, так как волокна самого сучка направлены обычно почти под прямым углом к волокнам древесины, а прилегающие к сучку волокна ствола обходят его, искривляясь на большем (сосна) или меньшем (ель) расстоянии от сучка. Все это вместе взятое ведет в большинстве случаев к ослаблению сопротивления древесины.

Сучок при сжатии древесины вдоль волокон может привести к снижению прочности на 30% и более, в зависимости от величины сучка и размеров сжимаемого сечения.

При сжатии поперек волокон сучок, наоборот, повышает коэффициент прочности.

При поперечном изгибе ослабление материала, вызываемое сучком, также зависит от относительных размеров сучка и сечения материала и от места расположения сучка. Особенно сильное ослабление сучок дает на растянутой кромке, меньшее—на сжатой и некоторое усиление—при расположении его в зоне нейтрального слоя, где он может оказывать сопротивление срезающим усилиям.

В стойках влияние сучков также зависит от относительных размеров сучков и стойки и от расположения сучков в стойке. Если устойчивость является решающим фактором (при большой длине стойки), влияние сучков относительно невелико. Неправильность направления волокон древесины, вызванная сучком, будет сказываться аналогично косослою, даже если сам сучок отошел при обработке.

Плотность древесины зависит от количества вещества стенок клеточек в единице объема древесины и может быть, следовательно,

охарактеризована приближенно процентным содержанием летней древесины, а более точно—объемным весом.

Чем больше содержание летней древесины или чем больше объемный вес, тем плотнее древесина и тем выше ее механические свойства.

Гниль, т. е. гниlostный распад древесины, является результатом жизнедеятельности грибов-разрушителей.

Некоторые древоразрушающие грибы (домовой, шахтный и др.) используют для питания клетчатки, нарушая механическую прочность древесины и превращая ее в труху. Другие грибы питаются только внутриклеточными отложениями, не оказывая заметного влияния на прочность древесины (плесень и пр.). Плесень не наносит особого вреда древесине; появление ее указывает на неблагоприятные условия, при которых возможно развитие и других, более опасных грибов.

Наиболее благоприятные условия для жизнедеятельности грибов:

- 1) влажность древесины не менее 20%;
- 2) относительная влажность окружающего воздуха от 80 до 100%;
- 3) температура окружающего воздуха и древесины от + 5 до + 25°;
- 4) неподвижность воздуха, окружающего древесину (отсутствие вентиляции).

Радикальной мерой борьбы с загниванием является применение в конструкциях воздушно-сухих лесоматериалов и антисептирование древесины.

Состав антисептических растворов и паст, подробные указания по их изготовлению и применению приведены в специальной инструкции по борьбе с гниением и повышению огнестойкости деревянных элементов зданий и сооружений.

§ 3. ВЫБОР ДРЕВЕСИНЫ ДЛЯ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

Древесина как сырье для строительных целей получается главным образом из хвойных пород.

К применению в деревянных конструкциях допускается пиленый и круглый лесоматериал. Для каждого из этих видов материалов соответствующими стандартами установлена их классификация, сортность, сортамент, вид обработки, требования к качеству, допускаемые отклонения от нормальных размеров и условия приемки.

Размеры бревен по длине установлены ГОСТ 4372—48, ГОСТ 4533—48 и ГОСТ 468—49 в пределах от 4 до 9 м с градацией через 0,25 м. Однако в практике строительства чаще всего находят применение бревна диаметром 16—26 см и длиной 4,5—6,5 м. По качеству круглые лесные материалы разделяются на три сорта: I, II и III.

К круглым лесным материалам относятся также пластины (однорез), получаемые в результате продольной распиловки бревен на две равные части.

Диаметр ствола уменьшается от комля к вершине. Это уменьшение (сбер) считается нормальным, если он не превышает 1 см на 1 м длины.

Для основных элементов конструкций должен производиться дополнительный целевой отбор в соответствии с указаниями норм и технических условий проектирования деревянных конструкций (Н и ТУ 122—55).

В зависимости от качества древесины, степени точности и чистоты обработки различают четыре сорта пиломатериалов для изготовления деревянных конструкций: I, II, III и IV.

Длина пиломатериалов с градацией через 0,25 м устанавливается ГОСТ 3021—53 (брусья: двукантный, обзолный четырехкантный, чистообрезной, четырехкантный), ГОСТ 3008—45 (бруски, доски), ГОСТ 3490—46 и ГОСТ 5444—50. Наиболее употребительные сечения: брусьев—тол-

щина от 100 до 220 мм и ширина от 100 до 260 мм, брусков 40×40, 40×50, 50×50 мм, досок—толщина 16, 19, 25 мм (тонкие) и 40, 50 и 60 мм (толстые), ширина от 80 до 260 мм.

Материал I сорта употребляется на самые ответственные детали деревянных несущих конструкций, подвергающиеся растягивающим усилиям, и на сваи.

Лесоматериал, предназначенный для деревянных конструкций, должен быть, как правило, воздушно-сухим. Исключение представляют части конструкций, находящиеся в воде, для которых рекомендуется сырой лесоматериал.

§ 4. ДОПУСКАЕМЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ

Для элементов деревянных мостов и труб из сосны при учете только основных силовых воздействий допускаемые напряжения принимаются по табл. 2.

Таблица 2

Основные допускаемые напряжения для сосны при влажности 18—23%

Вид	Обозначения	Напряжения в кг/см ²	
		в постоянных конструкциях	во временных конструкциях
Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон	$[\sigma_{\text{и}}], [\sigma_{\text{с}}],$ $[\sigma_{\text{см}}]$ $[\sigma_{\text{р}}]$	120	150
Растяжение вдоль волокон		100	120
Сжатие и смятие поперек волокон по всей поверхности (в коротких подушках, клиньях и т. п.)	$[\sigma_{\text{с}}]_{90} \quad [\sigma_{\text{см}}]_{90}$	20	25
Смятие местное поперек волокон на части длины при возможности скалывания или раскалывания (во врубках, шпонках, врезках, подушках, насадках и т. п.)	$[\sigma_{\text{см}}]_{90}$	30	40
Смятие местное поперек волокон при отсутствии возможности скалывания и раскалывания (в лежнях, под шайбами и т. п.)	$[\sigma_{\text{см}}]_{90}$	40	50
Скалывание вдоль волокон (наибольшее) при изгибе	$[\tau_{\text{и}}]$	22	25
Скалывание в сопряжениях при наличии прижимающей силы (в лобовых врубках, в шпонках и т. п.), учитываемое в пределах длины не более 10 глубин врезки:			
вдоль волокон	$[\tau]$	12	14
поперек волокон	$[\tau]_{90}$	6	7
Скалывание в сопряжениях при отсутствии прижимающей силы (в щековых врубках и т. п.), учитываемое в пределах не более 10 глубин врезки:			
вдоль волокон	$[\tau]$	6	8
поперек волокон	$[\tau]_{90}$	3	4
Перерезывание волокон	$[\tau]_{\text{п}}$	45	60

Для древесины других пород допускаемые напряжения принимаются с введением поправочных коэффициентов согласно табл. 3.

В пролетных строениях простых балочных мостов и в простых конструкциях проезжей части мостов других систем допускаемые напряжения повышаются на 20%.

При применении для постоянных и временных сооружений воздушно-сухого леса допускаемые напряжения повышаются на 10%, за исключением допускаемых напряжений на скалывание.

Для элементов, находящихся в земле и в условиях переменного увлажнения, допускаемые напряжения понижаются на 20%.

Таблица 3

Поправочные коэффициенты

Наименование пород	Поправочные коэффициенты к допускаемым напряжениям		
	на изгиб, сжатие, растяжение	на сжатие и смятие поперек волокон	на скалывание и перерезывание
Сосна	1,0	1,0	1,0
Лиственница	1,2	1,2	1,0
Ель, сосна Якутии, пихта, кедр . . .	0,9	0,9	0,9
Дуб, граб, бук	1,3	2,0	1,6
Береза, ясень, вяз, каштан	1,0	1,6	1,3
Тополь	0,8	1,2	1,0

При расчете деревянных конструкций постоянных мостов и труб на расчетную гусеничную нагрузку или на одновременное действие основных и дополнительных сил основные допускаемые напряжения повышаются на 20%.

Для металлических частей, применяемых в деревянных конструкциях, допускаемые напряжения принимаются по табл. 4.

Таблица 4

Допускаемые напряжения для металлических частей деревянных конструкций

Род напряжений и элементы конструкции	Обозначения	Допускаемые напряжения в кг/см ²	
		Ст. 3	торговое железо
Растяжение, сжатие, изгиб	$[\sigma_p]$, $[\sigma_c]$ $[\sigma_n]$	1600	1400
Срез для основного металла	$[\tau_{cp}]$	1200	1050
Растяжение в болтах, одиночных тяжах и накладках	$[\sigma_p]$	1500	1300
Растяжение в неодиных тяжах, работающих совместно	$[\sigma_p]$	1300	1100
Растяжение и срезывание электросварочных швов	$[\sigma_p]$ $[\tau_{cp}]$	750	750
Срезывание заклепок	τ_{cp}	1280	1120
Смятие заклепок	$[\sigma_{cm}]$	3200	2800

При расчете металлических элементов деревянных конструкций на гусеничную нагрузку или на совместное действие основных и дополнительных сил допускаемые напряжения повышаются на 15%.

При расчете ферм пролетом 50 м и более усилия от постоянной нагрузки вводятся с коэффициентом 1,2, учитывающим понижение временного сопротивления дерева при действии долговременности нагрузки.

Примечание. Подразделение силовых воздействий на основные, дополнительные и особые принимается согласно ГОСТ 1644—42.

Допускаемые упругие прогибы от временной нагрузки составляют

- для постоянных сооружений:
 ферм и составных прогонов 1/300
 простых прогонов и элементов проезжей части 1/180
 для временных сооружений:
 ферм и составных прогонов 1/250
 простых прогонов и элементов проезжей части 1/120

В постоянных конструкциях при пропуске гусеничной нагрузки допускаемые прогибы увеличиваются на 20%.

Допускаемые нагрузки на деревянные сваи приведены в табл. 5.

Таблица 5

Допускаемые нагрузки на деревянные сваи

Диаметр деревянных свай в м	Периметр деревянных свай в м	Площадь сечения свай в м ²	Несущая спо- собность свай, в зависимости от прочности древесины в т	Диаметр деревянных свай в м	Периметр деревянных свай в м	Площадь сечения свай в м ²	Несущая спо- собность свай, в зависимости от прочности древесины в т
0,20	0,63	0,0314	11,0	0,26	0,82	0,0531	18,5
0,21	0,66	0,0346	12,0	0,27	0,85	0,0573	20,0
0,22	0,69	0,0380	13,5	0,28	0,88	0,0616	21,0
0,23	0,72	0,0415	14,5	0,29	0,91	0,0661	23,0
0,24	0,75	0,0452	16,0	0,30	0,94	0,0707	24,0
0,25	0,78	0,0492	17,0				

Допускаемое горизонтальное давление на сваи принимается равным $1/6$ вертикального давления.

В мостах с временными конструкциями допускаемые давления на сваи повышаются на 20%, а в мостах с постоянными деревянными конструкциями повышаются на 20% только при проверке на пропуск гусеничной нагрузки или при расчете на действие основных и дополнительных сил.

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О МОСТАХ

§ 5. ОБЩИЕ ПОНЯТИЯ

Дорога встречает на своем пути препятствия в виде ручьев, рек, оврагов, суходолов, долин и др. Для перехода через эти препятствия для сохранения непрерывности пути строятся искусственные сооружения: мосты, лотки, трубы, фильтрующие насыпи.

Всякий мост состоит из пролетного строения, поддерживающего ездовое полотно, и опор, передающих давление от пролетного строения на грунт (рис. 9 а, б). В состав пролетного строения входят: проезжая часть и главные фермы, или прогоны.

Если у моста только две опоры (по концам), мост называют однопролетным (рис. 9, а); при наличии же промежуточных опор—многопролетным (рис. 9, б). Крайние опоры, расположенные в местах сопряжения моста с насыпями, называют устоями, промежуточные опоры—быками.

Отверстием моста называют: в однопролетных мостах—расстояние l_0 для пропуска воды между внутренними гранями устоев, в многопролетных мостах—сумму расстояний между отдельными опорами Σl_0 .

Высотой моста H_1 называют расстояние от поверхности проезда на мосту до поверхности нижележащей дороги или до горизонта меженных вод (ГМВ) реки (рис. 9, а). Расстояние H от низа пролетных строений до горизонта самых высоких вод (ГСВВ) реки или до расчетного судоходного горизонта определяется безопасностью пропуска высокой воды или требованиями судоходства.

Строительной высотой моста называют расстояние h от поверхности ездового полотна на мосту до низа пролетного строения.

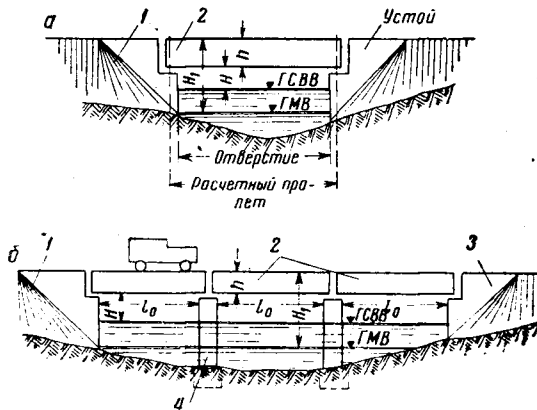


Рис. 9. Схемы мостов:

а—однопролетного; б—многопролетного с ездой поверху;
1—насыпь; 2—пролетное строение; 3— устой, 4—бык

§ 6. КЛАССИФИКАЦИЯ И СИСТЕМЫ МОСТОВ

В зависимости от положения проезжей части различают:

1) мосты с ездой поверху—проезжая часть расположена по верху пролетного строения (рис. 9, а, б);

2) мосты с ездой понизу—проезжая часть расположена по низу пролетного строения (рис. 10);

3) мосты с ездой посередине—проезжая часть расположена в пределах высоты пролетного строения.

В зависимости от рода нагрузки различают мосты:

1) под железную дорогу;

2) под автогужевую дорогу;

3) переходные;

4) для пропуска трубопроводов (акведуки) или каналов (мосты-каналы);

5) совмещенного назначения.

По материалу мосты могут быть каменными, железобетонными, бетонными, деревянными, металлическими.

В зависимости от разных условий и конструктивных особенностей мосты разделяются на следующие типы:

1) мосты обычного типа (высокого уровня);

2) разводные;

3) мостовые паромы (или трансбродеры);

4) наплавные.

Кроме того, мосты подразделяются на четыре категории:

1) собственно мосты;

2) путепроводы;

3) виадуки;

4) эстакады.

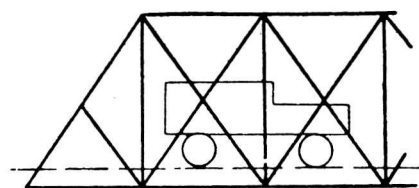


Рис. 10. Схема пролетного строения с ездой понизу

Деревянные мосты, в зависимости от величины перекрываемого пролета, могут быть разделены на мосты малых пролетов и на мосты больших пролетов. В первом случае величина пролета составляет от 2 до 16—20 м, во втором — более 20 м.

Мостами обычного типа, или мостами высокого уровня называют мосты, переводящие дорогу через реку настолько высоко, чтобы не препятствовать судоходству или сплаву (рис. 9, б). Поэтому особенностью мостов этого типа является возвышение низа пролетных строений над горизонтом самых высоких вод на величину H (рис. 9, б), равную (или большую) величине судоходного габарита для данной реки. При отсутствии на реке судоходства или сплава леса величина H определяется безопасностью пропуска под мостом высоких вод (обычно $H > 0,25—0,5$ м).

Разводными мостами называют мосты пониженного типа, в которых низ пролетных строений опущен настолько близко к воде, что препятствует судоходству. В этом случае для пропуска судов делают разводной пролет (рис. 11). Особенностью разводных мостов, кроме

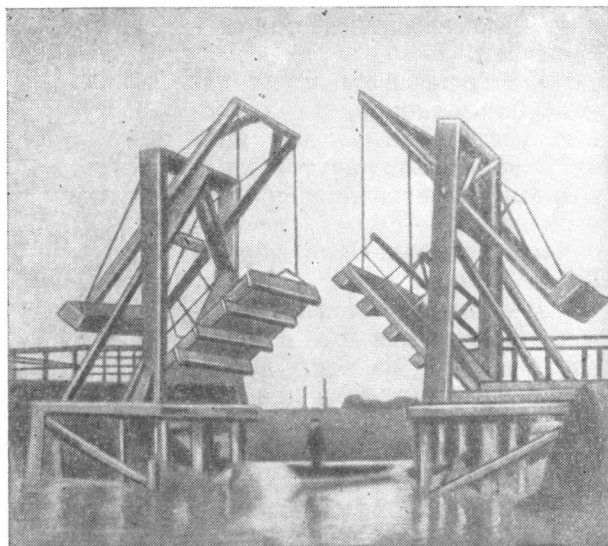


Рис. 11. Разводной мост

сложности и высокой стоимости конструкции, является неизбежность перерывов в движении как по мосту—при разведенном пролете, так и по реке—при закрытии разводного пролета.

Мостовые паромы устраиваются при необходимости пересечения широкого водного пространства дорогой со слабым движением.

Наплавные мосты на пловучих опорах из плотов, баржей, понтонов и пр. применяют при пересечениях широких и многоводных рек

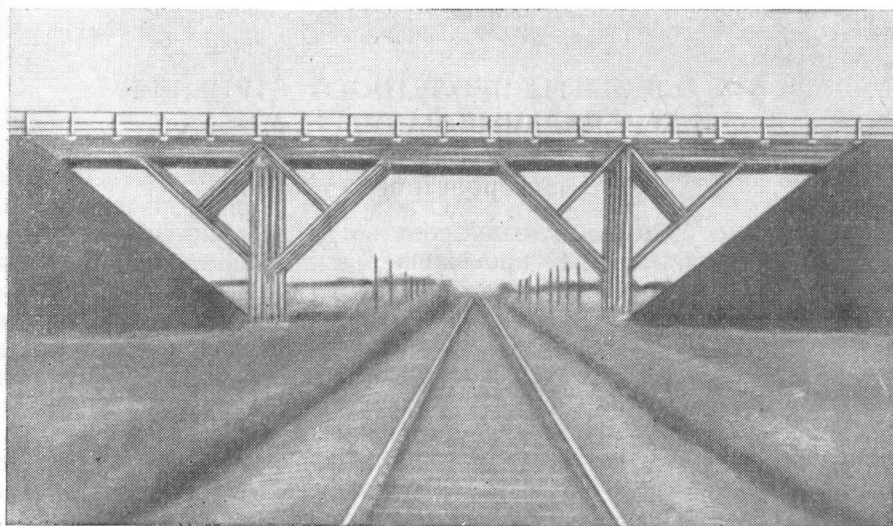


Рис. 12. Путепровод над железной дорогой

в тех случаях, когда устройство моста на постоянных опорах слишком дорого и не оправдывается предполагаемым грузооборотом по мосту.

Путепроводы—мосты, предназначенные для перевода одной дороги над другой (рис. 12).

Виадуки устраиваются при пересечении дорогой больших долин, глубоких оврагов и др. взамен дорогостоящей высокой насыпи.

Обычно применение виадука становится выгоднее насыпи при глубине пересекаемого препятствия более 25—30 м.

Эстакады—длинные мосты, сооружаемые вместо насыпей, служат для проведения дороги на некоторой высоте над поверхностью земли, чтобы нижележащее пространство могло быть использовано для поперечного проезда, расположения каких-либо устройств, пропуска воды и т. п. Наиболее часто эстакады встречаются в промышленном транспорте, а также при пересечении широких речных пойм.

Различают мосты следующих систем: балочные, арочные, висячие, комбинированные.

В балочных мостах пространство между опорами перекрывается горизонтальной балкой—сплошной или сквозной (ферма), работающей под действием вертикальной нагрузки на изгиб и передающей опорам только вертикальные опорные давления.

В арочных мостах пространство между опорами перекрывается изогнутым брусом—аркой, упирающейся пятнами в опоры. Под действием

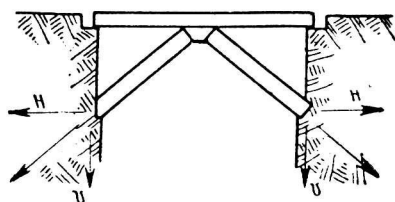


Рис. 13. Схема подкосного моста

вертикальной нагрузки на опоры передаются наклонные давления, горизонтальные составляющие которых называют **распором**.

Как частный случай системы с распором могут рассматриваться подкосные мосты (рис. 13), имеющие весьма широкое применение в деревянном мостостроении.

Висячие мосты представляют собой проезжую часть, поддерживаемую канатами (кабелями) или цепями, работающими на растяжение и передающими на опоры, кроме вертикального давления, также горизонтальный распор, направленный внутрь пролета моста.

§ 7. ЭЛЕМЕНТЫ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ И ГЕНЕРАЛЬНЫЕ РАЗМЕРЫ МОСТА

Элементы пролетного строения

Основные несущие элементы пролетного строения, перекрывающие пролет и поддерживающие проезжую часть, называют **главными фермами** (рис. 14) или **главными балками (прогонами)**.

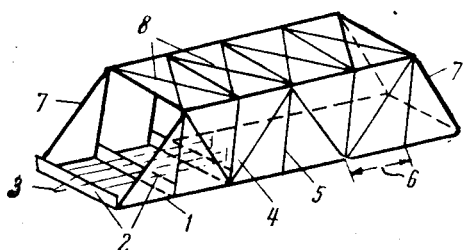


Рис. 14. Схема пролетного строения моста:

1—нижний пояс; 2—поперечные балки; 3—продольные балки; 4—раскос; 5—стойка; 6—панель; 7—главная ферма; 8—продольные ветровые связи

Конструкция, служащая для передачи давлений от проходящих по мосту грузов главным несущим элементам пролетного строения, называется **проезжей частью**.

Проезжая часть состоит из ездового полотна и системы поддерживающих его продольных и поперечных балок. По сторонам ездового полотна для прохода пешеходов устраивают тротуары.

Так как, кроме вертикальной нагрузки, на пролетное строение может действовать горизонтальная ветровая нагрузка, а также горизонтальные толчки и усилия, вызываемые проходом по мосту временной нагрузки, для поперечной устойчивости моста главные фермы соединяются связями, которые принято называть **ветровыми**.

Ветровые связи бывают горизонтальные (продольные) и вертикальные (поперечные). Продольные связи необходимо располагать вдоль поясов главных ферм; поперечные связи—в вертикальных плоскостях между главными фермами.

Генеральные размеры моста

Генеральными, или основными, размерами моста, обуславливающими его характерные особенности, являются: отверстие моста и величина отдельных пролетов в свету; ширина проезда по мосту; высота моста; подмостовой габарит.

Отверстие моста определяется гидравлическим расчетом на пропуск воды при наивысшем ее горизонте. Величина отверстий в свету отдельных пролетов моста может определяться как судоходными требованиями, так и условиями беспрепятственного пропуска под мостом ледохода.

При разбивке моста на пролеты необходимо учитывать экономические требования.

Стоимость многопролетного моста будет наименьшей при таком пролете, для которого стоимость одного пролетного строения без учета проезжей части равняется стоимости одной опоры.

Наивыгоднейший пролет может быть приближенно определен по формуле:

$$l = \sqrt{\frac{v \cdot k_2}{a \cdot k_1}},$$

где:

v —затрата материала на одну промежуточную опору с ледорезом;

a —вес 1 пог. м фермы моста; величину веса можно подсчитать, пользуясь таблицами 828 и 829 (см. стр. 147 и 148);

k_1 и k_2 —стоимость единицы материала пролетного строения и опоры.

Требования, предъявляемые к мостам

Всякий мост, являясь ответственным дорожным сооружением, должен удовлетворять ряду требований эксплуатационного, технического и экономического характера, а мосты в городах и населенных пунктах должны отвечать и эстетическим требованиям.

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

Технические требования сводятся к необходимости обеспечения прочности, жесткости и устойчивости как всего сооружений в целом, так и отдельных его элементов.

Прочность сооружения определяется следующим требованием: напряжения в сечениях всех элементов и во всех узловых промежуточных соединениях не должны превышать допускаемых.

Жесткость сооружения определяется условием, чтобы деформации его под действием нагрузок не превышали известных пределов, выработанных практикой мостостроения.

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

Пролетное строение в целом должно быть устойчиво против опрокидывания ветром. Сжатые элементы должны быть устойчивыми на продольный изгиб и т. д.

Экономические требования заключаются в обеспечении наименьшей стоимости сооружения, состоящей из стоимости постройки и стоимости содержания и ремонта.

Эстетические требования предъявляются к внешнему виду моста. Наиболее серьезные эстетические требования предъявляют к мостам, расположенным в городах, крупных населенных центрах или вблизи от них.

§ 8. ГАБАРИТЫ

Мостовые габариты

Габаритом называют предельные очертания моста в поперечном разрезе, внутрь которого не могут вдаваться какие-либо части конструкции. Они должны обеспечивать свободный пропуск подвижного состава по мосту.

При проектировании мостов под железную дорогу нормальной и узкой колеи обязательно соблюдать габариты согласно рис. 15.

На кривых участках пути горизонтальные размеры габарита в соответствии с обращающимся подвижным составом увеличиваются

во внутреннюю сторону кривой

$$Z_{\text{в}} = \frac{l^2}{8R};$$

в наружную сторону кривой

$$Z_{\text{н}} = \frac{L^2 - l^2}{8R},$$

где:

L —длина кузова вагона;

l —расстояние между шкворнями тележек или крайними осями для вагонов без тележек;

R —радиус кривой.

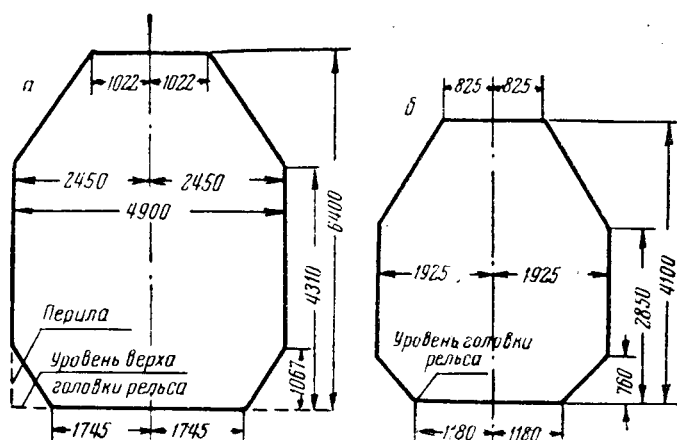


Рис. 15. Габариты железнодорожных мостов:
а — нормальной колеи (1524 мм); б — узкой колеи (750 мм)

Согласно нормам Н 112—53 для мостов автомобильных дорог общего пользования (вне пределов городов) установлено шесть классов мостовых габаритов, назначаемых в зависимости от интенсивности движения и категории дороги.

Условно габарит обозначается буквой Г и числом, соответствующим ширине проезжей части на мосту в метрах: Г-15, Г-14, Г-8, Г-7, Г-6, Г-4,5. Основные размеры габаритов указаны в табл. 6 и на рис. 16.

Таблица 6

Мостовые габариты на автодорогах

Наименование элементов габарита	Габариты					
	Г-15	Г-14	Г-8	Г-7	Г-6	Г-4,5
Расстояние в свету между колесоотбойными брусками или бортами (Г)	15	14	8	7	6	4,5
Расстояние в свету между фермами в мостах с ездой понизу (В)	15,5	14,5	8,5	7,5	6,5	5,0
Расстояние в свету между элементами конструкций на высоте 4,5 м от верха проезжей части (А)	14	13	7	6	5	3,5
Минимальная ширина тротуара	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	—

Габариты мостов назначаются в зависимости от категории дороги, на которой расположен мост, и длины моста в соответствии с данными табл. 7.

Таблица 7

Габариты мостов в зависимости от категории дороги

Категория дороги	Длина моста в метрах	Габариты
I	Более 50	2 Г-7 или Г-14 + С
	Равная или менее 50	2 Г-8 или Г-15 + С
II	Более 50	Г-7
	Равная или менее 50	Г-8
III	Более 10	Г-7
	Равная или менее 10	Г-8
IV	Более 10	Г-6
	Равная или менее 10	Г-7
V	Более 10	Г-6
	Равная или менее 10	Г-7

Примечание. Величина С в табл. 7—ширина разделительной полосы при двухполосном движении. На мосту величина С может отличаться от величины ее на дороге. На мостах длиной более 50 м при любой интенсивности движения С может быть равно нулю.

Габарит Г-4,5 может быть допущен только на дорогах с однопосным движением при ширине земляного полотна менее 8 м.

Устройство тротуаров обязательно на всех мостах дорог I и II категории, на мостах дорог III категории при Г-7 и IV—V категории при Г-6. На мостах дорог III категории при Г-8 и дорог IV—V категории при Г-7 тротуары устраиваются только при интенсивном пешеходном движении. При отсутствии тротуаров устраиваются защитные полосы по 0,25 м.

Ширина тротуаров принимается равной 0,75 м; при интенсивном пешеходном движении с соответствующим обоснованием в каждом отдельном случае ширина их увеличивается на величину, кратную 0,75 м.

На мостах с ездой понизу тротуары устраиваются, как правило, с внешней стороны ферм.

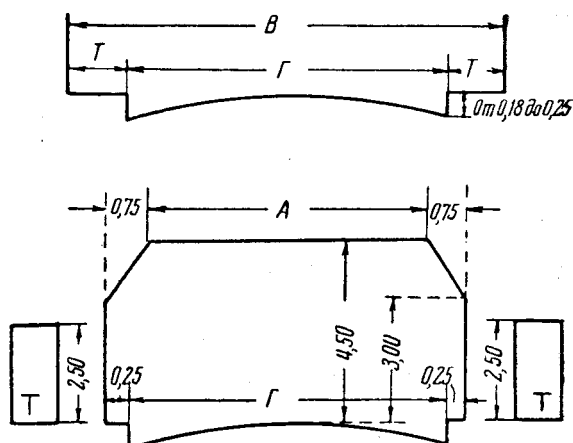


Рис. 16. Габариты автодорожных мостов

Подмостовые габариты

Подмостовым габаритом называется поперечное (перпендикулярное направлению течения) очертание границ пространства в пролете моста, которое должно оставаться свободным для беспрепятственного пропуска судов и сплава леса (в плотях, моле). Внутри этого очертания не могут вдавляться никакие элементы моста или расположенных на нем устройств (рис. 17).

Подмостовые габариты регламентированы НСП 103—52 и назначаются в зависимости от класса судоходной (или сплавной) реки, судоходного канала и других внутренних водных путей.

Внутренние водные пути разделяются на семь классов (табл. 8).

Таблица 8

Классы внутренних водных путей

Классы внутренних водных путей	Глубины судового хода, гарантируемые в м	Глубины судового хода, используемые флотом в среднем за навигацию, в м	Наибольшая ширина пролаза из типовых головных судов (в 1-2 прыга) в м	Ширина плотового пролаза в м	Высота надводной части наибольших грузо-пассажирских судов в м
I (Водные сверхмагистральные)	более 2,0	более 3,0	48	100 и более	11,8 и более
II (Водные магистральные)	от 1,6 до 2,6	от 2,4 до 3,0	42	до 100	11,8 9,0
III (Водные магистральные)	от 1,1 до 2,0	от 1,65 до 2,4	34	» 85	9,0
IV (Водные местного значения)	от 0,8 до 1,4	от 1,35 до 1,65	32	» 55	9,0 6,5
V (Водные местного значения)	от 0,6 до 1,1	от 1,0 до 1,35	24	» 40	6,5
VI (Водные местного значения — малые реки)	от 0,45 до 0,8	от 0,75 до 1,0	10—20	» 30	3,05
VII (Водные местного значения — малые реки)	менее 0,6	менее 0,75	от 5—10 до 6,5—13	» 14	3,05 до 1,25

Класс водного пути, на котором сооружается мост, устанавливается Министерством речного флота или управлениями по транспортному освоению малых рек при советах министров союзных республик и согласовывается с Военно-морским министерством.

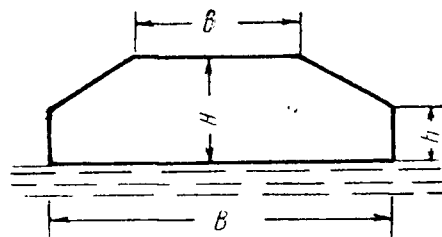


Рис. 17. Подмостовые габариты

Примечание. Реки, по которым производится только молевой сплав, с глубинами судовых ходов ниже чем для VII класса, относятся при назначении подмостовых габаритов к водным путям VII класса.

Ширина подмостового габарита B (рис. 17) определяется при меженном уровне воды. Высоты габарита H и h отсчитываются от расчетного судоходного уровня воды.

При определении размеров подмостовых габаритов для временных мостов (сроком службы не более 3 лет) за расчетный судоходный уровень принимается горизонт высоких вод, устанавливаемый по согласованию с Министерством речного флота или управлениями по транспортному освоению малых рек при советах министров союзных республик, а для мостов на путях I и II классов и с Военно-морским министерством.

Для рек, используемых исключительно для молевого сплава, на

которых отсутствует судоходство (буксирное, грузо-пассажирское), за расчетный уровень принимается наивысший уровень сплава, устанавливаемый по согласованию с местными органами Министерства лесной промышленности СССР.

Минимальные размеры подмостовых габаритов указаны в табл. 9.

Таблица 9

Минимальные подмостовые габариты

Классы внутренних водных путей	Высота габарита H в м	Высота габарита h в м		Ширина габарита B в м			Примечание
		мосты постоянные	мосты временные	мосты постоянные		мосты временные для пролетов обоих направлений движения	
				для пролета низового направления движения при наличии лесосплава	для взводного направления движения при наличии лесосплава и для обоих направлений движения при отсутствии или ограниченных размерах сплава		
I	не менее 13,5	не менее 5,0	—	не менее 140	не менее 120	—	Для водных путей I, II, III классов ширина габарита b равна $\frac{2}{3}B$, если колебания навигационных уровней воды не превышают 4 м При колебаниях навигационных уровней свыше 4 м, а также для водных путей IV, V, VI и VII классов $b = \frac{1}{2}B$
II	12,5	4,0	—	140	100	—	
III	10,0	3,5	—	120	80	—	
IV	10,0	2,5	1,5	80	60	50	
V	7,0	2,0	1,5	60	40	30	
VI	3,5	1,5	1,0	40	20	20	
VII	3,5	1,0	—	20	10	—	

Примечания. По согласованию с Министерством речного флота и управлениями по транспортному освоению малых рек при советах министров союзных республик для деревянных мостов на путях VII класса допускается уменьшение ширины габаритов B до 9 м.

По согласованию с Министерством лесной промышленности СССР на реках с молевым сплавом, относимых при назначении подмостовых габаритов к водным путям VII класса, допускается уменьшение ширины габарита B до 10 м.

По согласованию с Министерством лесной промышленности СССР для всех временных и постоянных мостов на водных путях VII класса, используемых только для молевого сплава, допускается снижение высоты габарита H до 1,5 м.

Если мост имеет только один судоходный пролет, размеры его габаритов должны приниматься как для пролета низового направления движения. Ширина габаритов B и b , а также высота габаритов h для временных мостов на водных путях I, II, III и IV классов настоящими нормами не устанавливаются, а назначаются проектной организацией и согласовываются:

а) для водных путей I, II, III классов с Министерством речного флота;

б) для водных путей VII класса с местными органами Министерства речного флота или управлениями по транспортному освоению малых рек при советах министров союзных республик и лесосплавными организациями Министерства лесной промышленности СССР.

§ 9. НАГРУЗКИ И ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ НАГРУЗКИ

Нагрузки

Нагрузки, действующие на мост, подразделяются на постоянные и временные.

Постоянная нагрузка складывается из веса отдельных конструктивных элементов моста и определяется по их действительному объему. Объем

ный вес древесины, принимаемый в практических расчетах, приведен в табл. 1, § 1. Удельный вес металлических частей принимается равным 7850 кг/м³.

Временные нагрузки, действующие на мост, разделяются:

- а) на вертикальную подвижную нагрузку, создаваемую передвигающимися по мосту объектами (подвижным составом, толпой людей);
- б) на горизонтальную поперечную нагрузку от давления ветра;
- в) на горизонтальную поперечную нагрузку от центробежной силы для мостов, расположенных на кривых;

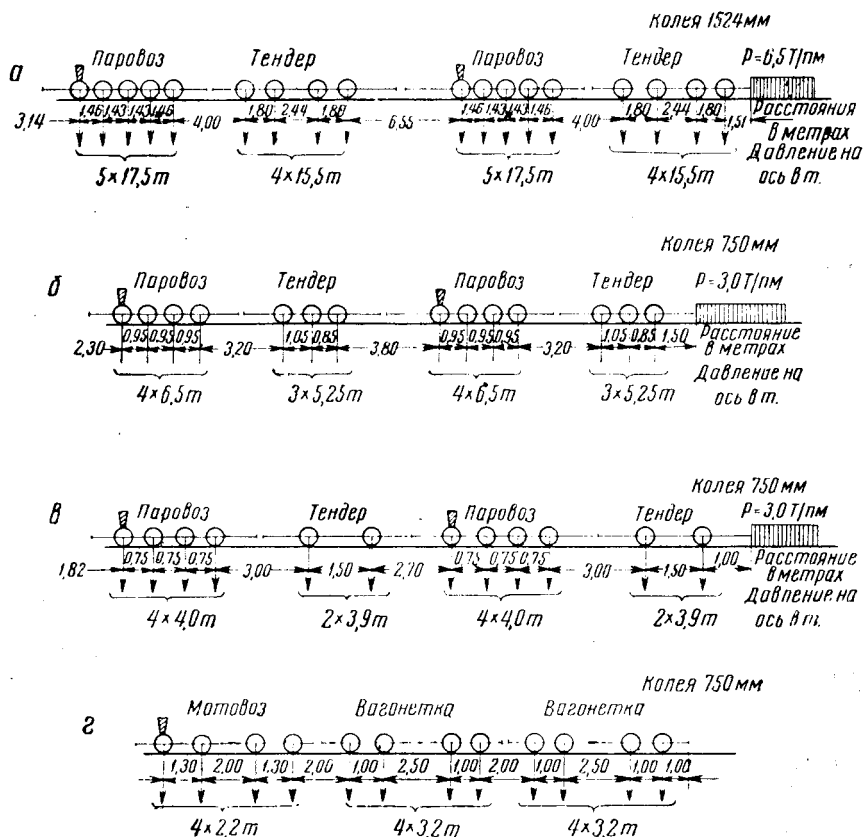


Рис. 18. Схемы типовых расчетных нагрузок для лесовозных железных дорог: а—паровозы серии ЭУ; б—паровозы серии 157; в—паровозы серии 159; г—мотовозы МУЗ/4

г) на горизонтальную продольную нагрузку от тормозных сил подвижного состава.

„Нормы и технические условия проектирования железных дорог узкой колеи шириной 750 мм“ (Н 107—53) регламентируют величины всех видов нагрузок на деревянные мосты узкоколейных лесовозных железных дорог.

Вертикальная подвижная нагрузка при расчете деревянных мостов учитывается без введения динамического коэффициента.

Схемы типовых расчетных нагрузок для лесовозных железных дорог приведены на рис. 18.

Давление ветра принимается равным: для железнодорожных мостов нормальной колеи в присутствии поезда на мосту в 125 кг/м² и при отсутствии поезда на мосту в 225 кг/м², а для мостов под узкоколейные железные дороги—соответственно в 100 и 200 кг/м².

Для временных мостов на лесовозных дорогах ветровая нагрузка независимо от наличия поезда на мосту устанавливается в 80 кг/м^2 , а для кратковременных мостов—в 40 кг/м^2 .

Подверженная давлению ветра боковая поверхность подвижного состава нормальной колеи принимается в виде сплошной полосы высотой в 3 м с центром тяжести давления на высоте 2 м от головки рельса, а для мостов под железную дорогу узкой колеи высотой 2,2 м и центром тяжести приложения ветровой нагрузки—на уровне 1,6 м от головки рельса.

Поверхность проезжей части, подверженная давлению ветра, равна ее боковой поверхности, не закрытой поясом фермы или затяжкой. В деревянных балочных и подкосно-балочных мостах в высоту проезжей части входит высота прогонов.

Расчетная ветровая поверхность при поперечно направленном ветре определяется по теоретическим контурам сооружения и следующим коэффициентам заполнения:

для деревянных ферм обычного типа и подкосных мостов —0,6;

для сплошных пролетных строений, многорешетчатых деревянных ферм и деревянных опор —1.

Давление ветра для расчета автодорожных мостов определяется по табл. 10.

Таблица 10

Ветровые нагрузки

Район строительства моста	Давление ветра в кг/м^2		
	на пролетное строение моста при высоте моста (от грунта или межеи до верха пролетного строения)		на верхние участки быков высотой от 21 до 40 м
	20 м	более 20 м	
1	2	3	4
1-й район: вся территория СССР, за исключением 2-го и 3-го районов и горных местностей	56	$1,4 (20 + H + 0,5h)$	70
2-й район: береговая полоса океанов и морей, кроме Азовского и Балтийского, отнесенных к 1-му району, а также горные местности	98	$1,4 (50 + H + 0,5h)$	108
3-й район: береговая полоса Черного моря от Анапы до Туапсе	140	$1,4 (80 + H + 0,5h)$	154

Примечание. H —высота в метрах от грунта или уровня межеи до низа пролетного строения; h —высота пролетного строения.

Если возвышение низа пролетного строения над меженью или грунтом меньше 20 м, а верха—больше 20 м, то H условно принимается равным 20 м и давление ветра определяется по данным, приведенным в графе 4.

Величина центробежной силы, выраженная в процентах от временной вертикальной нагрузки без учета ее динамического действия, определяется (Н 107—53) по формулам:

при строительстве капитальных сооружений

$$c = \frac{2000}{R}, \text{ но не более } 5\%;$$

при строительстве временных сооружений

$$c = \frac{1300}{R}, \text{ но не более } 5\%,$$

где R —радиус кривой в м.

Центробежная сила в виде горизонтальной равномерно распределенной нагрузки считается приложенной на высоте 1,6 м от головки рельса.

Тормозная сила (Н 107—53) должна равняться 0,1 от статической временной вертикальной нагрузки, расположенной на пролетном строении или на устое.

Для элементов моста под два пути учитывается торможение на одном пути.

Уровень действия тормозной силы принимается:

а) от грузов, расположенных на опорах мостов,—на 1,6 м выше уровня головки рельса;

б) от грузов, расположенных на пролетном строении,—на уровне центра шарнира опорной части или на уровне плоской опорной части;

в) при расчете рамных конструкций—на уровне оси ригеля рамы (условно).

Нормами подвижных вертикальных нагрузок для расчета искусственных сооружений на автомобильных дорогах (Н 106—53) устанавливается три вида нормативных подвижных нагрузок:

а) нормативная автомобильная нагрузка по схемам Н-18, Н-13, Н-10 и Н-8.

Примечание. Схема нормативной автомобильной нагрузки обозначается буквой Н и числом, соответствующим весу (в т) нормального автомобиля для данной схемы нагрузки.

б) нормативная колесная или гусеничная нагрузка по схемам НК-80, НГ-60 и НГ-30.

Примечание. Схема нормативной колесной или гусеничной нагрузки обозначается буквами НК или НГ в зависимости от того, колесная или гусеничная нагрузка, и числом, соответствующим весу расчетной машины для данной схемы нагрузки (в т);

в) нормативная нагрузка от толпы.

Подвижные вертикальные нагрузки для расчета искусственных сооружений назначаются в зависимости от категории дороги.

На дорогах III категории для деревянных сооружений принимается нормативная автомобильная нагрузка Н-10 и нормативная гусеничная нагрузка НГ-60, на дорогах IV категории соответственно—Н-10, Н-8 и НГ-60, НГ-30, на дорогах V категории—Н-10, Н-8 и НГ-60, НГ-30.

Каждое сооружение рассчитывается на действие:

а) нормативной автомобильной нагрузки, нормативной нагрузки от толпы, расположенной на тротуарах, и

б) нормативной колесной или гусеничной нагрузки.

Основные показатели для автомобилей расчетных колонн по схемам Н-13, Н-10 и Н-8 приведены в табл. 11.

По ширине проезжей части сооружения может быть установлено любое количество расчетных колонн автомобилей, вызывающее максимальное усилие в его элементах.

При этом необходимо, чтобы:

а) расстояние между кузовами соседних машин было не менее 0,1 м;

б) габарит расчетного автомобиля не выступал за пределы проезжей части.

Нормативная гусеничная нагрузка по схеме НГ-30 показана на рис. 19. Расстояние от внешней грани гусеницы или ската до колесоотбойного бруса или бордюра тротуара должно быть не менее 0,25 м.

Нормативная нагрузка от толпы для расчета искусственных сооружений на дорогах всех категорий принимается в 300 кг/м^2 (нагрузка располагается только на тротуарах). Считается, что на мост действует одновременно нагрузка от автомобиля и от толпы на тротуарах.

Настил тротуара, кроме расчета на нормативную нагрузку от толпы, должен быть проверен на сосредоточенный груз в 130 кг.

Таблица 11

Показатели автомобилей расчетных колонн

Наименование основных показателей	Схема нагрузки					
	Н-13		Н-10		Н-8	
	утяжеленный автомобиль	нормальный автомобиль	утяжеленный автомобиль	нормальный автомобиль	утяжеленный автомобиль	нормальный автомобиль
Вес нагруженного автомобиля в т	16,9	13	13	10	10,4	8
Давление на заднюю ось в т	12,35	9,1	9,5	7,0	7,6	5,6
» на переднюю ось в т	4,55	3,9	3,5	3,0	2,8	2,4
Ширина заднего ската в м	0,6	0,4	0,4	0,3	0,3	0,3
» переднего ската в м	0,25	0,2	0,2	0,15	0,15	0,15
Длина соприкосновения ската с покрытием проезжей части (по направлению движения) в м	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Ширина кузова в м	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7
База автомобиля в м	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
Расстояние между серединами скатов в поперечном направлении в м	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7

При расчете искусственных сооружений, которые не имеют тротуаров, нормативная нагрузка от толпы не учитывается.

Для пешеходных переходных мостов через автомагистрали нормативная нагрузка от толпы принимается равной 400 кг/м².

Кроме всех перечисленных нормативных нагрузок, Гипролеспром и Гипролестранс при проектировании автодорожных мостов и мостов под тракторную дорогу пользуются схемами типовых расчетных нагрузок, приведенных на рис. 19.

При расчете деревянных мостов лесовозных дорог учитывают также давление льда, величина которого равняется (для опор без режущего ребра): на уровне первой подвижки льда—100 а, на уровне наивысшего ледохода—от 50 а до 70 а (а—толщина льда в метрах).

Расчет прочности и устойчивости мостов и труб производится на действие нагрузок в наиболее невыгодном сочетании, указанном в табл. 12.

Таблица 12

Наиболее невыгодное сочетание нагрузок

Рассчитываемые части и элементы	Основные			Дополнительные		
	постоянная нагрузка	временная вертикальная нагрузка	центробежная сила	тормозные силы	давление ветра	давление льда
Главные фермы и балки	+	+	+	—	+	—
Рамные пролетные строения	+	+	+	+	+	—
Балки проезжей части, не являющиеся элементами рам	+	+	+	—	—	—
Связи: продольные, поперечные и тормозные	+	+	+	+	+	—
Опорные части	+	+	+	+	+	—
Опоры	+	+	+	+	+	+
Трубы под насыпями	+	+	—	—	—	—

Примечание. Знаком плюс (+) обозначены нагрузки, которые входят в данную группу сочетания

Коэффициент устойчивости для постоянных мостов при учете самой невыгоднейшей комбинации горизонтальных сил принимается для пролетных строений на опрокидывание—не менее 1,3, для опор на опрокидывание и скольжение—не менее 1,5. Для временных мостов коэффициент устойчивости на опрокидывание и скольжение принимается равным 1,3.

Эквивалентные нагрузки

При проектировании постоянного моста, кроме нагрузки от существующих паровозов, автомобилей, тракторов, должны быть учтены и по-

Таблица 13

Эквивалентные нагрузки для расчета мостов под узкоколейные железные дороги

Длина загрузки- ния в м	Для треугольной линии влияния в тоннах на 1 метр пути			Длина загрузки- ния в м	Для треугольной линии влияния в тоннах на 1 метр пути		
	в четверти пролета	в середине пролета	на опоре		в четверти пролета	в середине пролета	на опоре
2,5	8,70	7,70	9,70	14	4,35	4,00	4,70
3	8,25	7,50	9,00	15	4,30	3,95	4,65
4	7,70	7,00	8,40	16	4,25	3,90	4,60
5	7,00	6,50	7,50	17	4,20	3,85	4,55
6	6,60	6,00	6,80	18	4,15	3,80	4,50
7	5,85	5,50	6,20	19	4,05	3,75	4,47
8	5,42	5,00	5,85	20	4,00	3,70	4,45
9	5,20	4,80	5,60	21	3,98	3,65	4,40
10	4,95	4,50	5,40	22	3,97	3,63	4,38
11	4,70	4,20	5,20	23	3,96	3,60	4,35
12	4,52	4,10	4,95	24	3,95	3,58	4,32
13	4,42	4,05	4,80				

Таблица 14

Эквивалентные нагрузки для расчета мостов под автомобильные дороги

Длина загруже- ния в м	Для треугольных линий влияния в тоннах на 1 метр пути				Длина загруже- ния в м	Для треугольных линий влияния в тоннах на 1 м пути			
	для нормальных нагрузок					для нормативных нагрузок			
	Н-10			НГ-30 при распо- ложении вершины в любой точке пролета		Н-10			НГ-30 при распо- ложении вершины в любой точке пролета
	в сере- дине пролета	в чет- верти пролета	на опоре			в сере- дине пролета	в чет- верти пролета	на опоре	
1	19	19	19	7,50	16	1,59	1,73	1,91	3,28
2	9,50	9,50	9,50	7,50	18	1,54	1,65	1,78	2,96
3	6,33	6,33	6,33	7,50	20	1,48	1,57	1,67	2,70
4	4,75	4,75	4,75	7,50	22	1,41	1,48	1,62	2,48
5	3,80	3,80	4,08	7,20	24	1,35	1,44	1,57	2,29
6	3,17	3,30	3,56	6,67	26	1,33	1,38	1,51	2,13
7	2,71	2,95	3,14	6,12	28	1,30	1,34	1,45	1,99
8	2,38	2,67	2,81	5,62	30	1,26	1,32	1,41	1,87
9	2,27	2,43	2,65	5,18	40	1,15	1,16	1,27	1,42
10	2,16	2,23	2,54	4,80	50	1,09	1,09	1,19	1,15
11	2,05	2,05	2,42	4,46	60	1,05	1,05	1,13	0,97
12	1,94	1,99	2,31	4,17	70	1,01	1,02	1,08	0,83
13	1,85	1,93	2,20	3,90	80	0,99	1,00	1,05	0,73
14	1,76	1,86	2,08	3,67	90	0,97	0,97	1,03	0,65
15	1,67	1,79	2,00	3,47					

движные нагрузки, которые могут быть введены в будущем, а также другие виды нагрузок: от различных типов вагонов, транспортеров, аварийных кранов и т. п.

Усилия в элементах моста от подвижной нагрузки определяются при помощи линий влияния или по эквивалентным нагрузкам, что является наиболее совершенной формой расчета.

Величины эквивалентных нагрузок для мостов под узкоколейную железную дорогу приведены в табл. 13.

Величины эквивалентных нагрузок для автомобильных мостов приведены в табл. 14.

Для расчета на нормативную нагрузку Н-8 табличные значения умножаются на 0,8.

КОНСТРУКЦИЯ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ ПОД ЖЕЛЕЗНУЮ ДОРОГУ

§ 10. ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ МАЛЫХ ПРОЛЕТОВ

Балочные мосты являются простейшим типом мостов малых пролетов как на железных, так и на автотракторных и гужевых дорогах.

Пример балочного моста под железную дорогу нормальной колеи с пролетами 2 м показан на рис. 20.

Проезжая часть этого моста состоит из рельсов и коротких, длиной 3,2 м, поперечин, уложенных на прогоны. Под каждую нитку рельсов дается обычно по два прогона (по четыре бревна или бруса), располагаемых, как показано на рис. 20, б.

Прогоны укладывают на насадки, соединяемые со сваями врубкой шипом или металлическим штырем. Стыки бревен прогонов располагают вразбежку и поддерживают подбалками.

Элементы прогонов соединяются болтами (рис. 20, а и б), шпонками, сжимами и т. п.

Если высота моста не более 3 м, каждая опора состоит из четырех коренных свай. В данном случае оси свай находятся в одной плоскости с осями прогонов. При высоте от грунта до насадки не более 2 м устройства поперечных связей между сваями одной и той же опоры не требуется.

Высокие опоры усиливаются укосинами для обеспечения поперечной устойчивости моста. Укосины упираются в дополнительные, так называемые откосные сваи. Для увеличения устойчивости моста ставятся также поперечные связи в виде наклонных схваток или подкосов.

При расположении моста на кривой укосины с наружной стороны кривой необходимо ставить даже в том случае, если высота опор меньше 3 м.

Две крайние свайные опоры, связанные горизонтальными схватками и подкосами, создают в месте примыкания моста к насыпи устой моста. Благодаря связям давление земли и удары колес поезда при переходе с насыпи на мост распределяются между двумя опорами моста. В месте примыкания прогонов к насыпи во избежание высыпания земли и балласта устраивается стенка из пластин, уложенных горизонтально и перпендикулярно оси моста. Стенку удерживают короткие вертикальные бревна, установленные в насыпи. Насыпь оканчивается конусом с откосом 1 : 1 $\frac{1}{2}$.

Врубку следует располагать не на линии конуса земли, а в теле конуса или вне его.

Типы простейших балочных мостов, применяющихся на лесовозных узкоколейных железных дорогах, приведены в § 11.

На рис. 21 показана схема моста под узкоколейную железную дорогу. Средний пролет (так называемый сплавной), равный 9 м, двухподкосный; крайние пролеты—одноподкосные.

Чем выше опора деревянного моста, тем больший требуется расход материала. Число свай в одном ряду возрастает с увеличением высоты опоры. Следовательно, при большой высоте насыпи невыгодно ставить опоры на близком расстоянии одна от другой.

Иногда основным препятствием к размещению опор на близком расстоянии одна от другой являются сплав леса, ледоход и т. п.

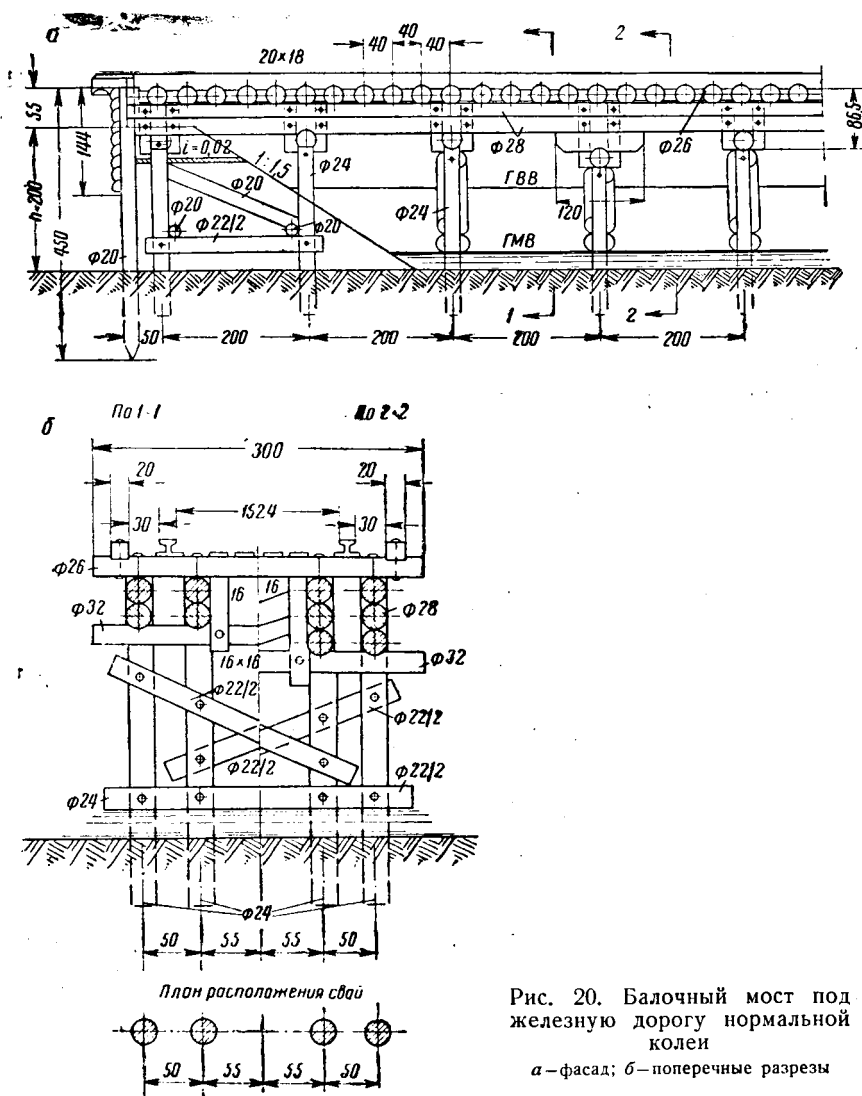


Рис. 20. Балочный мост под железную дорогу нормальной колеи

a — фасад; *б* — поперечные разрезы

В этих случаях а также при высоте насыпи более 4—6 м возникает необходимость увеличить расстояние между опорами, не увеличивая сечения прогонов. Это достигается применением другой системы деревянных мостов—балочно-подкосной (рис. 21). В этой системе прогоны имеют в пролете промежуточные опорные узлы, полученные посредством постановки подкосов. Таким образом, при том же расчетном пролете l прогона, что и для простого балочного моста, расстояние между опорами в подкосных мостах может быть сделано равным $2l$ или $3l$ (рис. 21).

Подкосы, кроме вертикального давления, оказывают на опоры и горизонтальное давление (распор). Во избежание работы свай на изгиб ста-

вят затяжку, которая соединяется врубками со сваями и с особыми подушками—брусками, составляющими опорный узел подкосов. Горизонтальные составляющие усилий в подкосах одного и того же пролета взаимно уравновешиваются через затяжку. От вертикальных внешних сил в сваях создаются только вертикальные усилия.

Для перекрытия среднего пролета (рис. 21) могут быть использованы прогоны из бревен или брусьев, соединенных шпонками.

Прогоны, сконструированные как самостоятельные пролетные строения, называются пакетами.

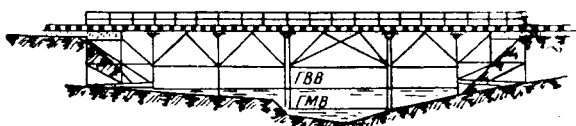


Рис. 21. Подкосный мост под узкоколейную железную дорогу

На рис. 22 приведены основные системы подкосных мостов, применяющихся для перекрытия пролетов более 6—8 м. В зависимости от величины пролетов подкосные мосты могут иметь более или менее сложную схему с одной или несколькими парами подкосов в каждом пролете.

В настоящее время мосты подкосной системы применяются для перекрытия пролетов до 20 м и более.

Кроме простейшей подкосной системы (рис. 22, в), существуют следующие сложные подкосные системы: трапециoidalно-подкосная (рис. 22, а); ригельно-подкосная (рис. 22, б); комбинированные подкосные (рис. 22 г, д, е, ж, з); арочно-подкосные (рис. 22 и, к).

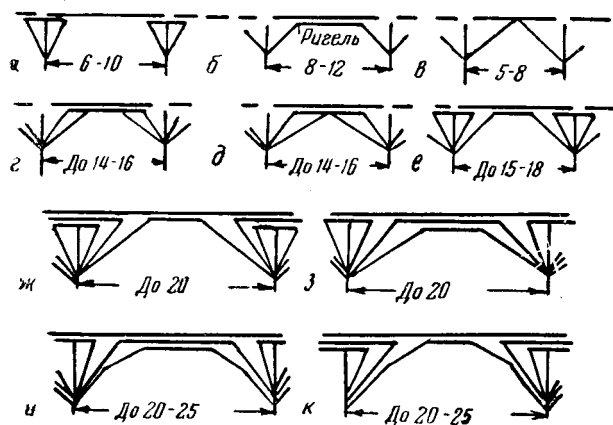


Рис. 22. Основные схемы автодорожных мостов: а, б, в—простые системы; г, д, е—комбинированные системы; ж, з—сложные комбинированные системы; и, к—арочно-подкосные системы

Основными типами деревянных мостов малых пролетов под железную дорогу являются мосты балочные, одноподкосные, двухподкосные и с пакетным пролетным строением. Трапециoidalно-подкосные, ригельно-подкосные, комбинированные подкосные и арочно-подкосные мосты, как не обладающие достаточной жесткостью, не рекомендуются для железных дорог. Мосты этой системы предназначаются для автодорожных мостов.

Составление вариантов и выбор системы моста изложены в § 16.

§ 11. ПРИМЕРЫ КОНСТРУИРОВАНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ МАЛЫХ ПРОЛЕТОВ

Балочные мосты

Балочные мосты находят широкое применение на лесовозных дорогах (железных, автомобильных, тракторных).

Под балочными мостами подразумевают мосты небольших пролетов, для устройства которых можно обойтись брусками и бревнами обычных

размеров. Чаще всего эти бревна или брусья непосредственно поддерживают мостовое полотно, в связи с чем отпадает необходимость в особых продольных и поперечных балках. Эти бревна, отесанные на один или на два канта, или брусья заменяют собой главные фермы моста и называются прогонами.

В зависимости от пролета моста и веса поезда под каждую рельсовую нитку назначается от двух до шести прогонов для нормальной колеи и один или два прогона для узкой колеи.

Два прогона целесообразнее всего располагать так, чтобы расстояние между их осями было по крайней мере в 1,5 раза больше ширины колеи; тогда болты, соединяющие поперечину с прогонами, не будут мешать прикреплению рельсов.

Прогон укладывают на насадку. Для того чтобы воспрепятствовать продольному и поперечному сдвигам, прогон и насадка врубаются друг в друга на 2—3 см.

Концы прогонов, опирающихся на устои, для лучшего отвода воды полезно засыпать гравием или щебнем. Рекомендуется закрывать торец прогона пропитанной антисептиком пластиной или доской. Обмазка концов прогонов смолой и т. п. не рекомендуется, так как препятствует просыханию дерева.

Простейший однопролетный мост на сваях и на лежнях для автомобильных дорог приводится в § 20. Для узкоколейной железной дороги подобный мост почти ничем не отличается от моста для автотракторных дорог, поэтому в данном случае конструкция его не рассматривается.

Примеры конструирования деревянных мостов малых пролетов взяты из типовых проектов Гипролестранса.

На рис. 23 показан типовой проект моста под нагрузку паровозом 159 с пролетами в 3 м при высоте насыпи 2 м.

Расстояние между поперечинами принято 37,5 см. Необходимо заметить, что расстояние между поперечинами на мостах всегда должно быть несколько меньше, чем на других участках пути. У рельсовых стыков поперечины располагаются чаще. Для поддержания тротуаров достаточно, чтобы каждая третья поперечина была удлиненного размера.

Расстояние между прогонами принято попеременно через каждые два пролета 1,8 м и 1,2 м. Такое расстояние взято во избежание устройства стыков прогонов и расположения прогонов непосредственно под рельсами. Езда при этом становится более мягкой благодаря изгибу поперечин, а устойчивость моста увеличивается.

Весь круглый лес при строительстве искусственных сооружений используется с естественным сбегом. Сечения круглого леса даются по верхнему отрубам.

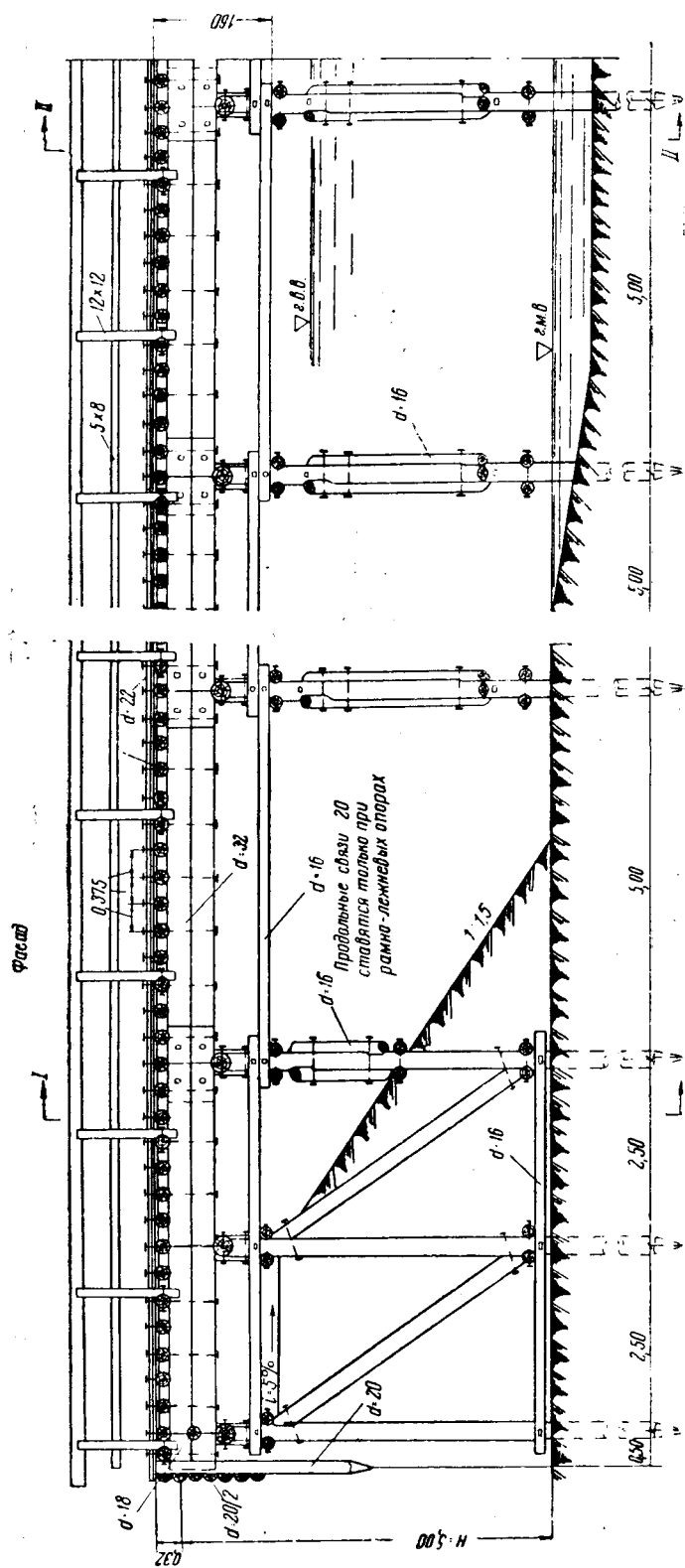
Сваи забиваются до расчетного отказа, но не менее чем на глубину 3 м. Расчетная нагрузка на сваю равна 7,4 т.

На рис. 24 приведен типовой проект балочного моста под нагрузку паровозом 159 с пролетами, равными 5 м при высоте насыпи 5 м.

Как видно из рисунка, увеличение высоты моста, по сравнению с предыдущей схемой, потребовало устройства откосных свай с укосинами и постановки диагональных схваток. При отсутствии перечисленных дополнительных элементов вся конструкция моста обладала бы малой жесткостью и недостаточной поперечной устойчивостью.

На рис. 25 показан типовой проект балочного моста под нагрузку паровозом 159 с пакетным пролетным строением и с башенными рамными опорами на свайном основании; пролеты равны 7,5 м, а высота насыпи—9 м.

Сваи забиты в два ряда: примерно на 1,1 м выше горизонта меженных вод. Сваи каждого ряда соединены общей насадкой: последняя связана с нижней обвязкой рамы при помощи колодок и болтов.



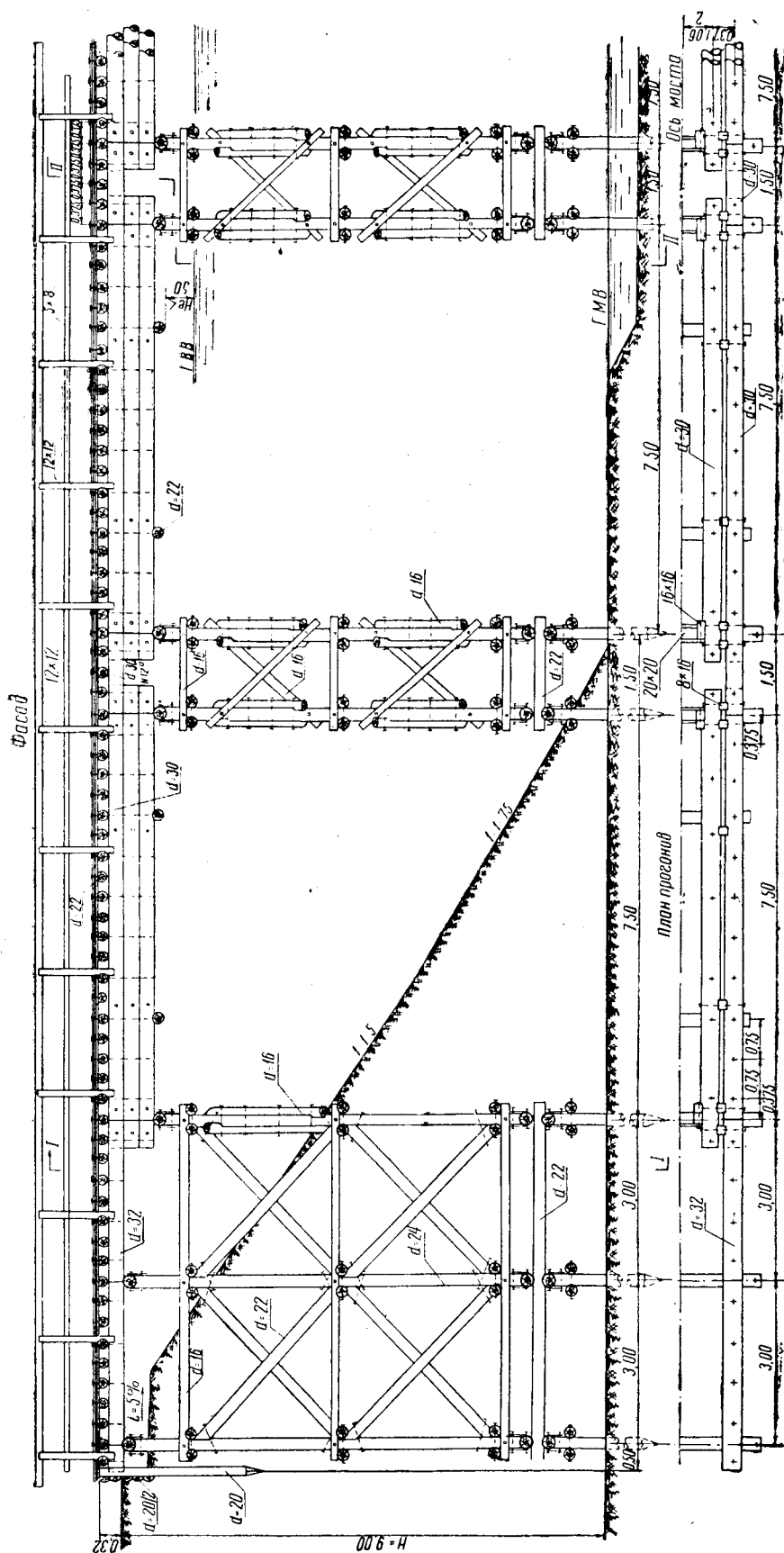


Рис. 25.

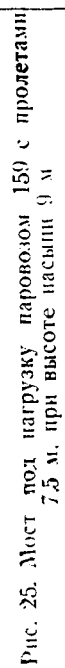




Рис. 26. Детали сопряжений пролетного строения мостов с пролетами 3—7,5 м:
 а—сопряжение моста с насыпью; б—сопряжение рамной опоры со свайным ростверком; в—сопряжение укосины со сваями; г—сопряжение пролетного строения $l=3$ м с пролетными строениями $l=4$ м и $l=5$ м; д—сопряжение пролетных строений $l=4$ м и 5 м с пролетным строением $l=7,5$ м

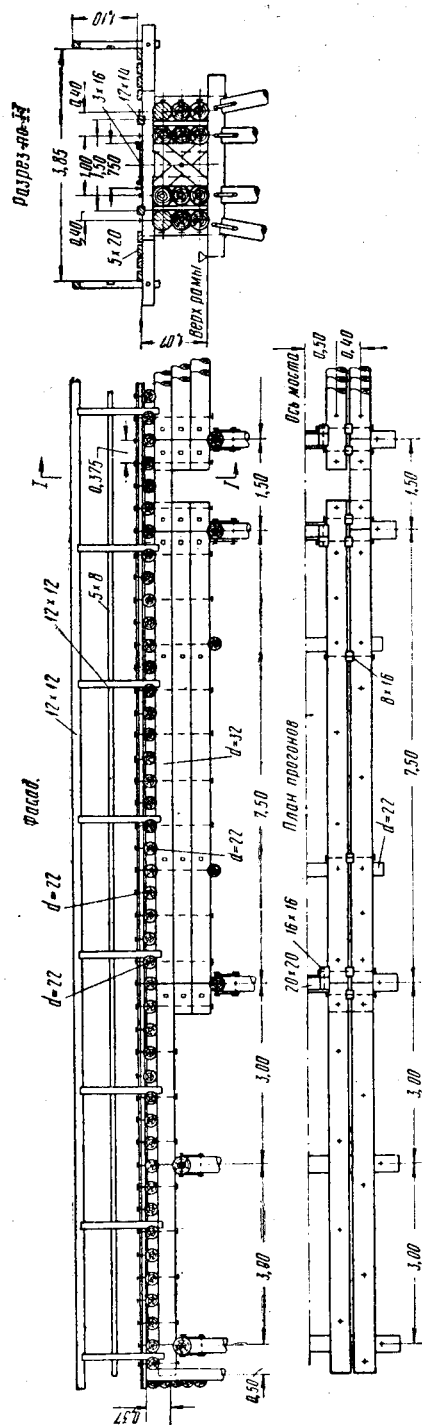


Рис. 27. Пролетные строения моста под нагрузку паровозом 157

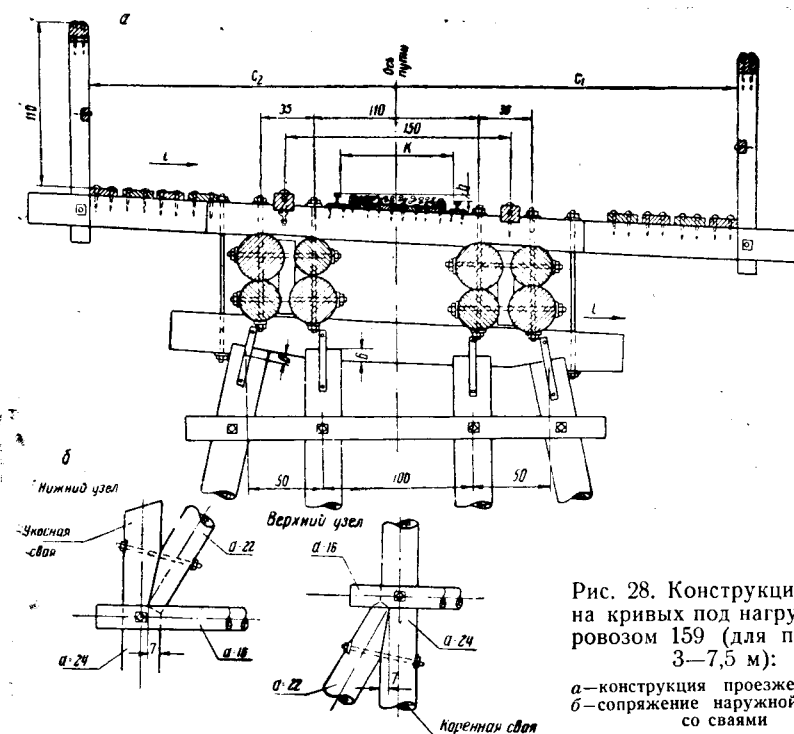


Рис. 28. Конструкция моста на кривых под нагрузку паровозом 159 (для пролетов 3—7,5 м):

а—конструкция проезжей части;
б—сопряжение наружной укосины со сваями

Диагональные и горизонтальные схватки, поставленные в продольном и поперечном направлениях, делают данную конструкцию опоры жесткой и устойчивой. Расчетная нагрузка на сваю этого типа моста равна 9,9 т.

Сваи устоев опор моста, примыкающих к насыпи, кроме вертикальных нагрузок, подвергаются действию горизонтальных тормозных сил подвижного состава; учитывая значительную высоту насыпей, устой сделан достаточно жестким: все сваи устоя связаны между собой не только в поперечном направлении, но и в продольном системой схваток и подкосов.

При конструировании устоя необходимо стремиться к тому, чтобы все узлы располагались целиком или в теле конуса насыпи, или над конусом. Врубки, попадающие на линию конуса, быстро загнивают и требуют скорой замены элементов конструкций. Опоры этого типа мостов могут быть изготовлены промышленными методами, а затем смонтированы на месте постройки, что позволяет значительно сокращать сроки строительства мостов. Прогонь-пакеты также могут быть изготовлены и собраны не на месте постройки моста. Вес пакета из двух прогонов по три бревна каждый составляет 2,5—3 т вместе со всеми креплениями. Таким образом, укладку пакетов на опоры можно вести при помощи находящихся в эксплуатации на стройках трехтонных кранов.

Отсутствие сложных замковых врубок значительно упрощает конструкцию пролетного строения. Вертикальные схватки-сжимы, прокладки и распорные кресты, поставленные между прогонами, увеличивают устойчивость пролетного строения в вертикальной плоскости и в направлении, перпендикулярном оси моста.

На рис. 26 приведены детали конструкций типовых балочных мостов под нагрузку паровозом 159. Здесь показаны детали сопряжения моста с насыпью и рамной опоры со свайным ростверком, сопряжений между пролетными строениями различной длины и т. п.

На рис. 27 показаны фасад, поперечный разрез и детали пролетных строений под нагрузку паровозом 157.

По конструкции пролетные строения аналогичны соответствующим пролетным строениям под нагрузку паровозом 159 и отличаются только увеличенным сечением прогонов, за исключением пролета в 3 м, для которого приняты двойные прогоны вместо одиночных.

Опоры применяются те же, что и под нагрузку паровозом 159, без усиления.

На рис. 28 приведена конструкция проезжей части и деталь сопряжения наружной укосины со сваями для мостов на кривых с пролетами от 3 до 7,5 м.

Конструкции мостов на кривых аналогичны конструкциям соответствующих мостов на прямых. Между ними существует лишь следующее различие:

- 1) врубка укосины в сваи с наружной стороны кривой в свайных опорах увеличивается до 7 см;
- 2) наружный рельс должен быть расположен выше внутреннего;
- 3) расстояние от оси пути до перил увеличивается.

Диаметр прогонов в верхнем отрубе, нагрузка на сваю для свайных и рамно-свайных опор и давление на грунт под лежащими для рамно-лежащих опор принимаются по табл. 15, а возвышение наружного рельса, ширина колеи и расстояние от оси пути до перил—по табл. 16.

Таблица 15

Переменные величины в зависимости от расчетного пролета и радиуса кривой

Длина прогона в м	Радиус кривой R											
	60 м			100 м			200 м			300 м		
	диаметр прогонов d см	нагрузка на сваю P т	давление на грунт под лежащим p кг/см²	диаметр прогонов d см	нагрузка на сваю P т	давление на грунт под лежащим p кг/см²	диаметр прогонов d см	нагрузка на сваю P т	давление на грунт под лежащим p кг/см²	диаметр прогонов d см	нагрузка на сваю P т	давление на грунт под лежащим p кг/см²
3,0	32	8,0	1,4	32	8,0	1,4	32	7,9	1,3	32	7,8	1,2
4,0	30	9,7	1,8	30	9,7	1,8	30	9,5	1,7	30	9,3	1,6
5,0	33	11,1	2,1	33	11,1	2,1	33	10,9	2,0	33	10,8	1,9
6,0	29	9,5	2,1	29	9,5	2,1	29	9,0	2,0	29	8,6	1,9
7,5	30	11,7	2,5	30	11,7	2,5	30	11,1	2,4	30	10,7	2,3

Разница в отметках срезки сваи или стоек рам определяется в соответствии с наклоном насадки i к горизонту, который также принимается по табл. 16.

На рис. 29 показаны детали конструкции однопролетного моста на кривых.

Таблица 16

Переменные величины в зависимости от радиуса кривой

Радиус кривой R в м	Расчетная скорость v в км/час	Возвышение наружного рельса h в мм	Наклон насадки к горизонту i в %	Ширина колеи k в мм	Расстояние между перилами (C ₁ + C ₂) в м	Расстояние от оси пути до перил в м	
						с внутренней стороны кривой c ₁	с наружной стороны кривой c ₂
50	20	40	5,0	764	4,40	2,35	2,05
100	25	35	4,0	764	4,25	2,25	2,00
200	30	25	3,1	762	4,05	2,08	1,97
300	30	20	2,5	755	4,00	2,05	1,95

В сопряжении моста с насыпью предусмотрена изоляция из утрамбованной мятой глины, уложенная на всю высоту заборной стенки. Такая изоляция в значительной мере предохраняет заборную стенку, сваи, концы прогонов и т. д. от загнивания; ее следует укладывать во всех долговременных мостах.

Пакеты на лесовозных дорогах применяются главным образом для перекрытия сплавных пролетов. На рис. 25 был уже приведен типовой проект моста, где пакетное пролетное строение запроектировано не только над сплавным пролетом, но и над остальными пролетами. Такое решение принято в связи с тем, что насыпь имеет высоту в 9 м. В этом случае, по экономическим соображениям, целесообразнее устраивать опоры более мощными с увеличенным между ними расстоянием. Увеличение расстояния между опорами влечет за собой замену обычного пролетного строения пакетным.

На рис. 30 приведен типовой проект моста под паровоз 159 с пролетами 7,5 м на ряжевых опорах. Расстояние между опорами в свету равно 6,5 м при высоте насыпи 4 м.

Все пролеты перекрыты пакетами, хотя высота насыпи здесь относительно небольшая.

Ряжевые опоры обычно устраиваются в местах перехода, не допускающих забивки свай, или в тех случаях, когда горизонт льда подвергается значительным изменениям. Ряжевые опоры применяются также при наличии очень слабого подстилающего основания. При проектировании ряжевых опор следует учитывать, что последние сильно уменьшают живое сечение водотока и тем самым нарушают водный режим реки. Устройство ряжевых опор на небольшом расстоянии одна от другой может привести к тому, что при первом же паводке на реке мост будет разрушен.

Кроме того, на ряжевую опору расходуется относительно большое количество лесоматериала и бутового камня, необходимого для загрузки ряжа и устройства отмоксти вокруг ряжа, что удорожает строительство.

Поэтому и технически и экономически более выгодно увеличить, как указано на рис. 30, все пролеты моста и перекрыть их деревянными пакетами.

На рис. 31 показаны детали конструкции мостов на ряжевых опорах при нагрузке паровозом 159: сопряжение пакетного пролетного строения с береговой опорой и моста с насыпью, детали узлов, врубок и т. д.

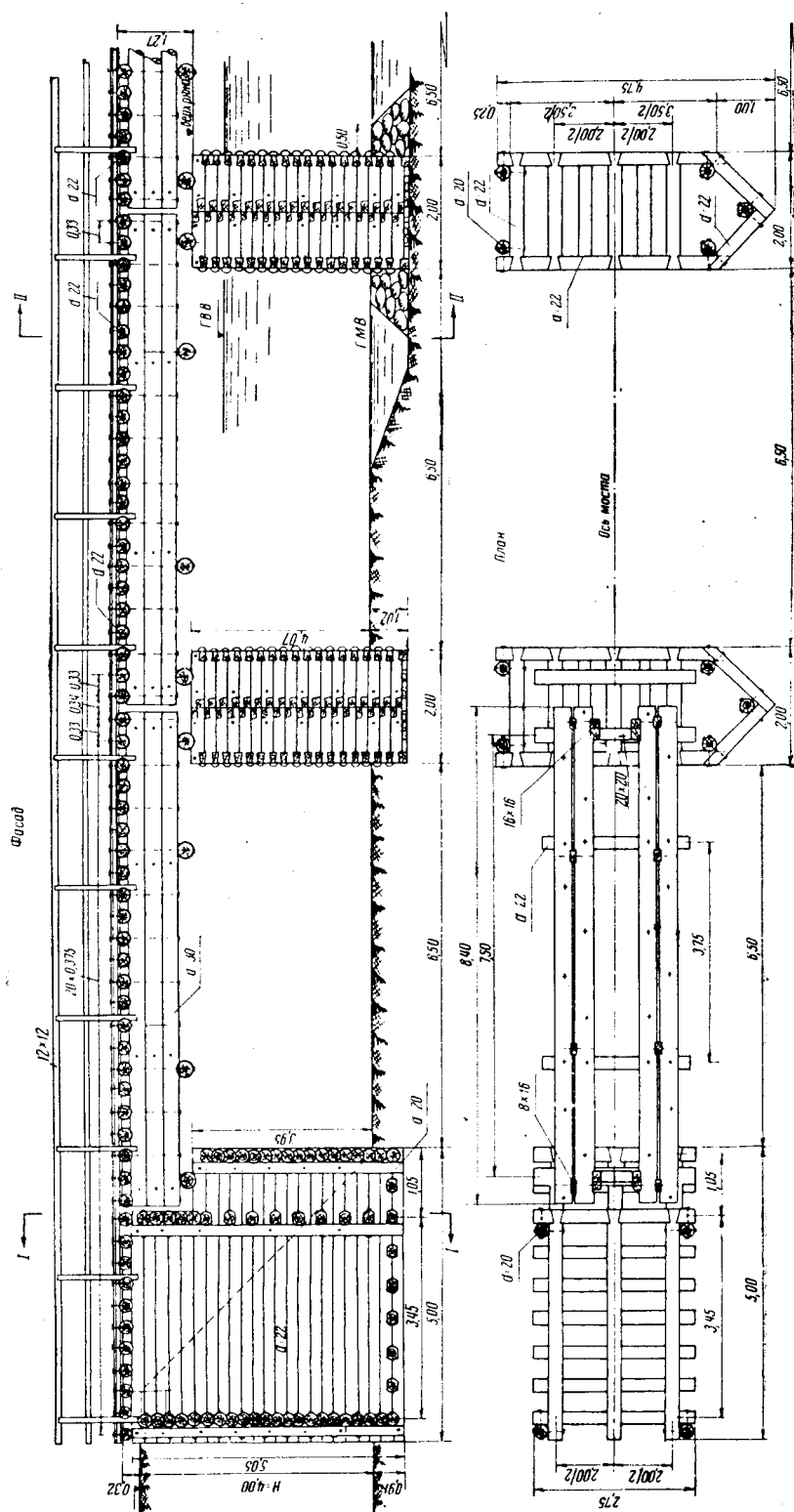
На рис. 32 приведен металлический пакет с расчетным пролетом в 12,6 м. Таким пакетом перекрываются сплавные пролеты мостов. Пакет состоит из двутавровых стальных балок № 50 с допускаемым напряжением на изгиб 1400 кг/см^2 . Балка № 50 принимается при нагрузке паровозом 159, а при паровозе 157 принимается балка № 54.

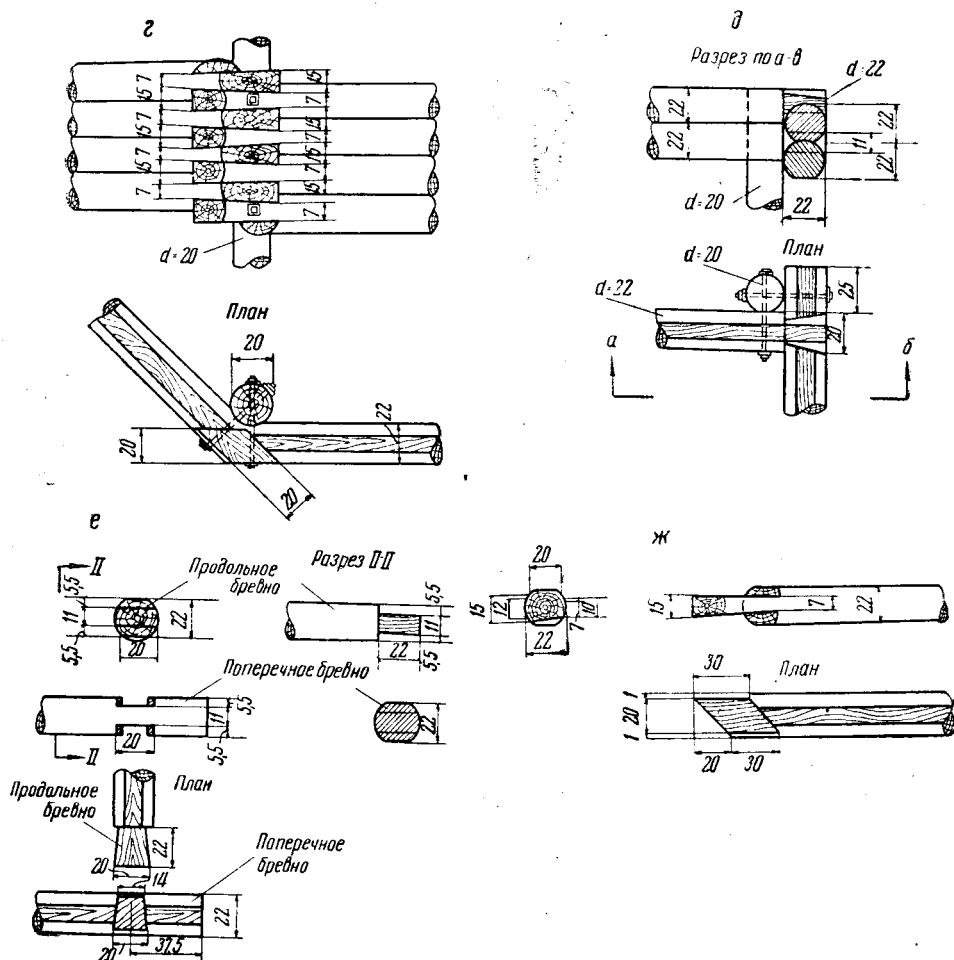
Все элементы поперечных связей выполняются из воздушно-сухой древесины и тщательно пригоняются по месту.

Как видно из рисунка, поперечины через одну крепятся болтами к металлическим балкам. Для боковой жесткости пролетного строения между металлическими балками через каждые 2,4 м уложен ряд распорок, поддерживаемых снизу подвесками. Последние крепятся к поперечинам стальными болтами.

На рис. 33 показана схема расположения противопожарной площадки. Противопожарные площадки устраиваются на мостах длиной более 10 м из расчета по одной площадке на каждые 20 м длины моста.

— На каждой противопожарной площадке устанавливается кадка с водой, заменяемая на зиму ящиком с песком. Объем кадки или ящика должен быть $0,3 \text{ м}^3$.





вых опорах (под нагрузку паровозом 159):

рой; в—сопряжение носовых стен промежуточной опоры; з—сопряжение носовой стены промежуточной опоры бок в элементах стен береговой опоры; ж—деталь врубки в элементах стен промежуточной опоры

варианты), являющихся основными в типовом проектировании и строительстве мостов узкоколейных лесовозных железных дорог.

Свайные опоры устраивают из ряда свай, которые для придания конструкции необходимой устойчивости соединяют при помощи насадов, продольных и поперечных схваток, диагональных схваток, укосин, распорных крестов и т. д. (см. рис. 24, 25).

Устойчивость конструкции в поперечном направлении увеличивают, если позволяют условия, забивкой наклонных свай. Подкосы могут быть, как правило, поставлены лишь выше горизонта самых низких вод.

В зависимости от того, устраиваются ли свайные опоры без стыков по высоте или со стыками, различают одноярусные, двухъярусные и многоярусные быки.

Одноярусные опоры состоят из свай, доходящих до прогонов без стыков.

Если сваи наращиваются, стыки их должны быть либо расположены в грунте на достаточной глубине (редко), либо выше горизонта меженных или высоких вод. Наращивание производится вполдерева.

Глубина забивки свай зависит главным образом от плотности грунта. Обычно она равна не менее $\frac{1}{3}$ высоты свай. При хрящеватом грунте

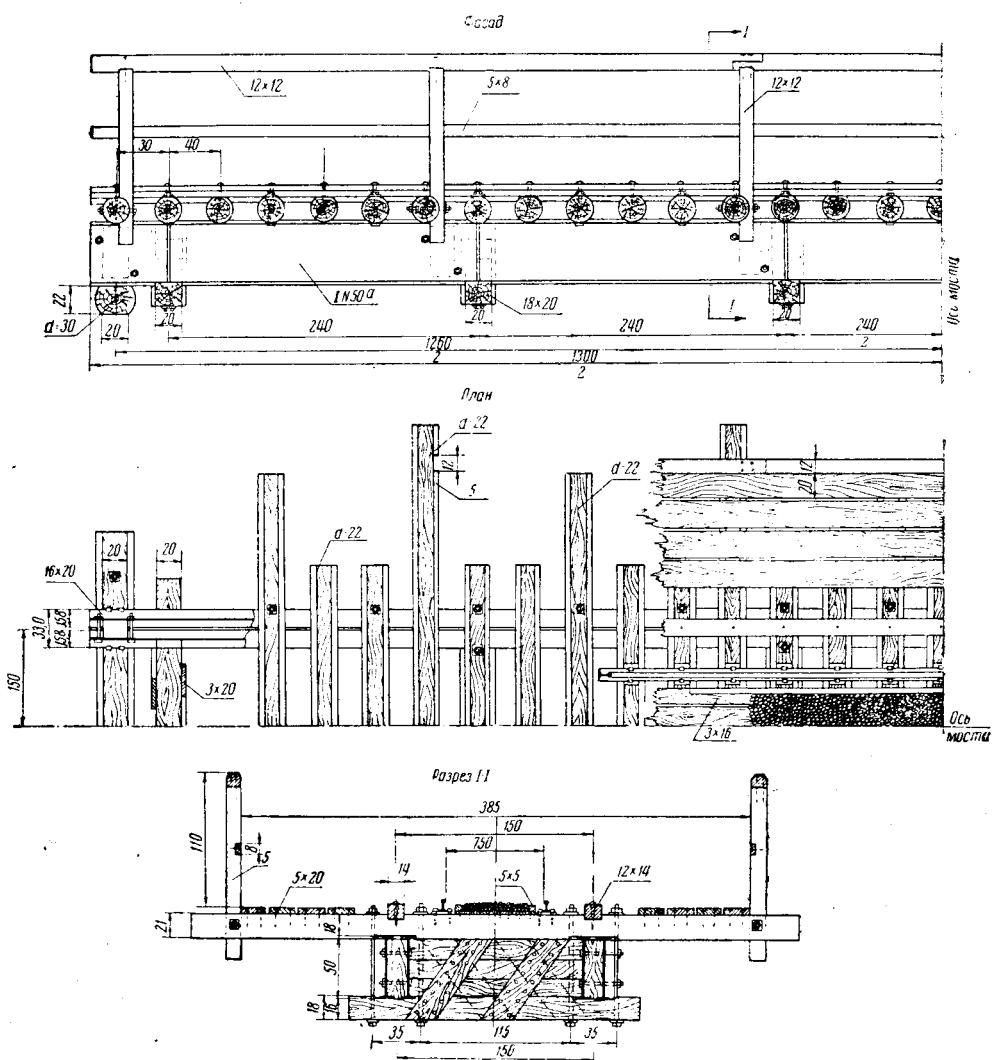


Рис. 32. Металлический пакет (для перекрытия сплавного пролета) из двутавровых балок под нагрузку паровозом 159

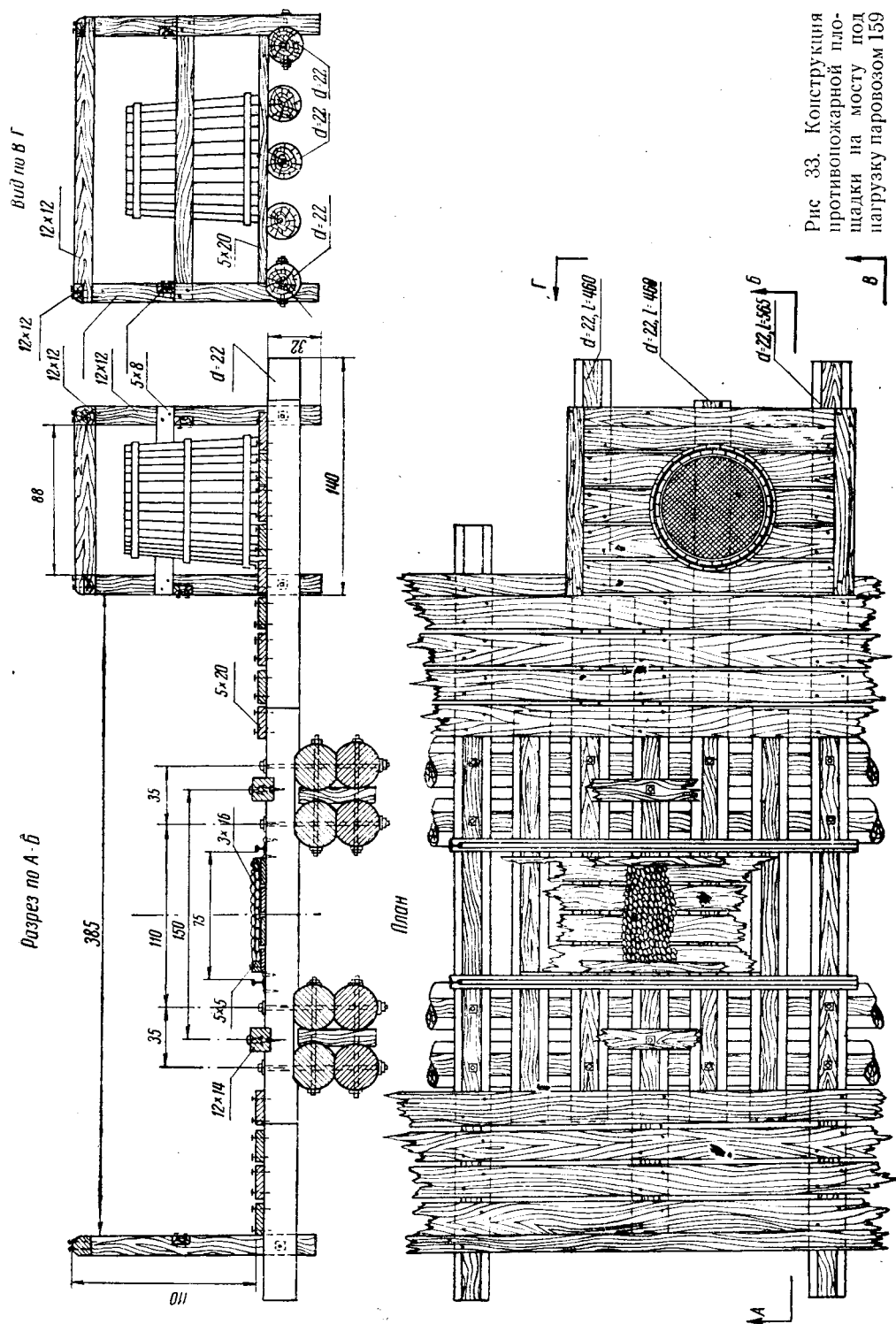


Рис. 33. Конструкция противопожарной площадки на мосту под нагрузку паровозом 159

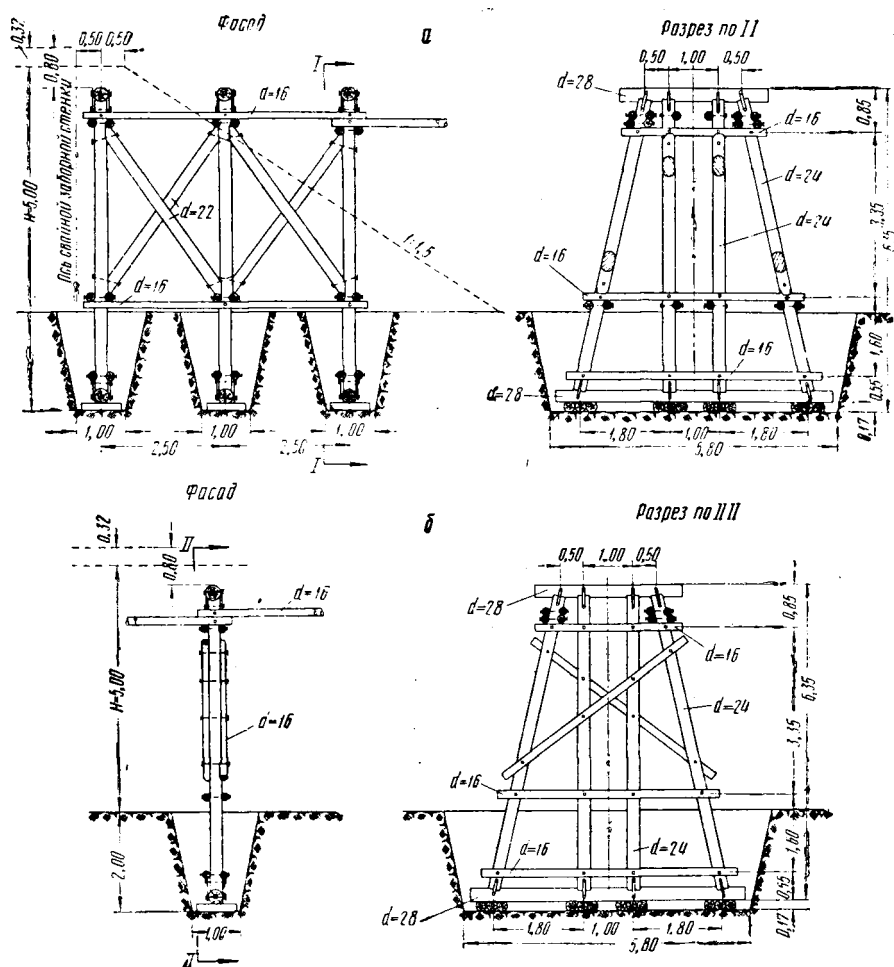


Рис. 34. Рамно-лежневые опоры под нагрузку паровозом 159
для мостов с пролетами 5 м при высоте насыпи 5 м:
а—береговая опора; б—промежуточная опора

достаточна глубина забивки от 1,5 до 2 м; при рыхлом грунте ее приходится увеличить до 4—5 м. Для предохранения от размывов следует делать каменные отсыпи.

Свободная высота простых свайных опор обычно не превышает 7 м.

Диаметр свай назначается в зависимости от нагрузки, приходящейся на одну сваю.

При большой свободной высоте сваи необходимо проверить ее на продольный изгиб. При этом предполагают, что нижний конец сваи защемлен. Сопряжение насадок со сваями производится обычно при помощи шипов длиной примерно 8—10 см и высотой, равной половине насадки. Укрепление насадки на свае осуществляется хомутами, скобами, штырями и т. д.

Продольные и поперечные схватки располагаются выше горизонта меженных вод, а при наращивании сваи—около места сращивания. Схватки скрепляются со сваями простыми врубками и болтами, причем сваи врубками не ослабляются. Укосины врубаются в сваи одиночным или двойным зубом.

Диагонали, перекрещивающиеся под слишком острым углом, плохо работают, поэтому их следует заменить двумя более пологими крестами.

На рис. 34 показан вариант рамно-лежневой береговой опоры для плотных щебенистых и мерзлых грунтов, не допускающих забивки свай.

В поперечном сечении опоры состоит из двух вертикальных и двух наклонных рядов, соединенных насадками и схватками. Основанием опоры служит деревянный ростверк из поперечного лежня и перпендикулярных ему коротышей длиной 1 м, по три под каждой стойкой. Основание рамы заглубляется в грунт ниже линии промерзания. Число нижних коротышей и площадь их постелей должны быть таковы, чтобы давление на грунт не превышало допустимой величины.

В рассматриваемой раме давление на грунт равняется $1,7 \text{ кг/см}^2$.

После установки рамно-лежневых опор котлованы засыпаются дреннующим грунтом с трамбованием.

На рис. 35 приведены башенные опоры для мостов пролетом 3—5 м и при высоте насыпи 3—5 м.

Такой тип опоры (в отличие от предыдущего) целесообразно применять для мостов с пакетным пролетным строением. В данном случае расчетное давление на грунт в основании рамно-лежневых опор равняется для пролета 3 м $1,1 \text{ кг/см}^2$, для пролета 4 м— $1,4 \text{ кг/см}^2$ и для пролета 5 м— $1,7 \text{ кг/см}^2$.

Тип рамно-ряжевой опоры приведен на рис. 36. Ряж представляет собой деревянный сруб; с одной стороны для лучшей обтекаемости водой он имеет в плане треугольную форму и этой стороной направлен вверх по течению. Треугольную форму стен было бы правильнее устраивать и вниз по течению, что в значительной мере предохраняло бы ряж от подмыва.

Вертикальные стенки ряжа укреплены сжимами (рис. 37) из круглого леса, предохраняющими стенки от выпучивания. Для обеспечения свободной осадки ряжей болты, прикрепляющие сжимы, ставятся в овальные отверстия.

В приведенном варианте сопряжение бревен ряжа (венцов) сделано „в лапу без остатка“, но можно делать и „в обло с остатком“. При врубке „с остатком“ выступающие концы венцов могут быть повреждены ледоходом, живое сечение в этом случае будет более стесненным.

Для жесткости в ряже поставлены поперечные перегородки и отдельные распорки. Не ниже второго и не выше четвертого венца рас-

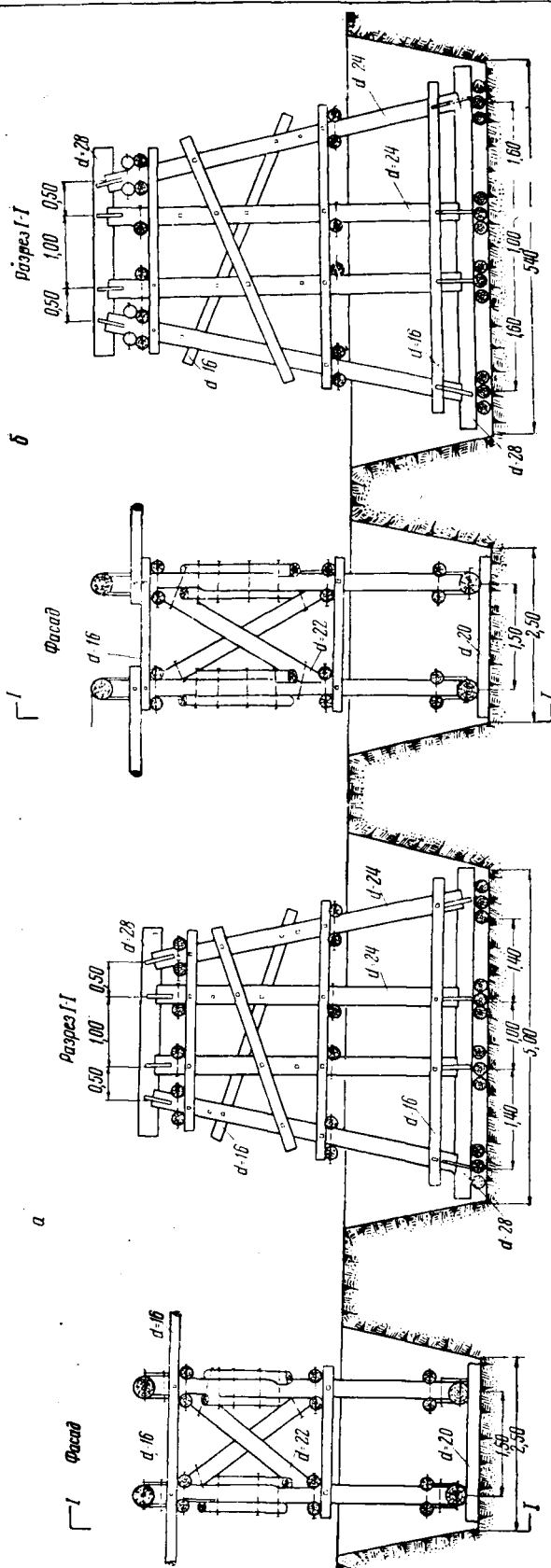


Рис. 35.

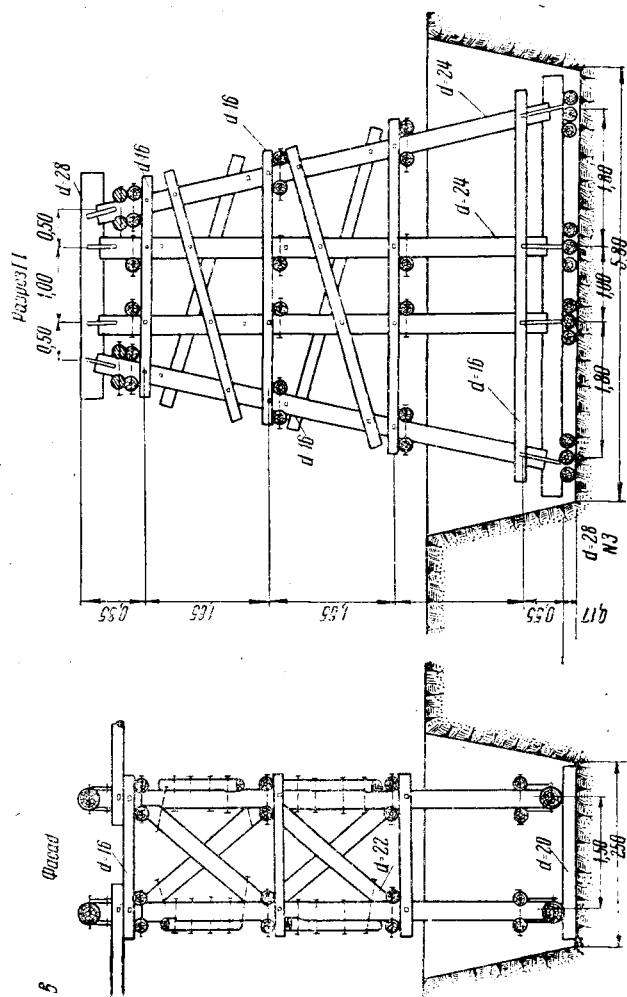


Рис. 35. Башенные опоры под нагрузку паровозом 159 для мостов с пролетами 3—5 м, при высоте насыпи 3—5 м:
 а — опора при высоте насыпи 3 м; б — опора при высоте насыпи 4 м; в — опора при высоте насыпи 5 м

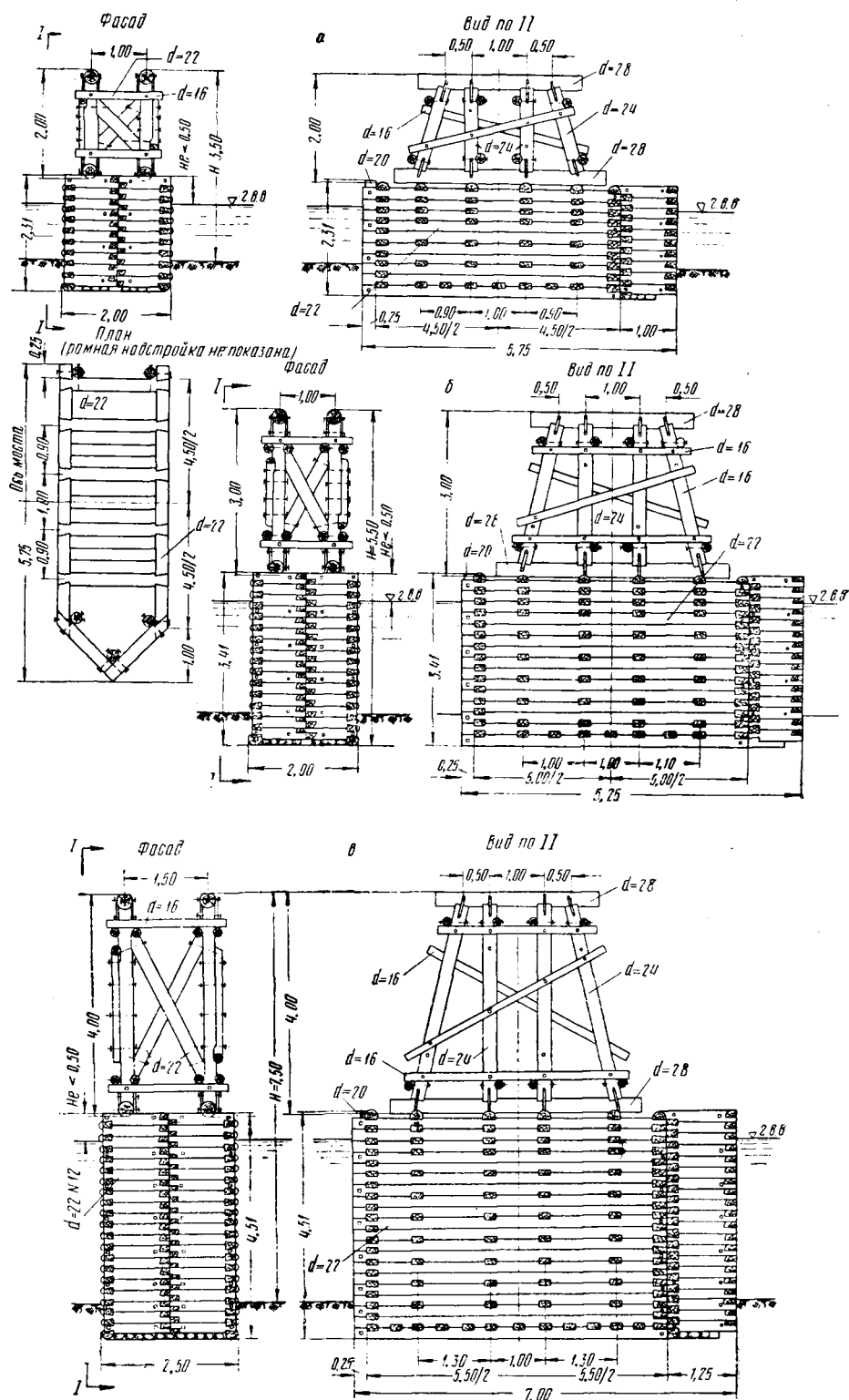


Рис. 36. Рамно-ряжевые опоры (под нагрузку паровозом 159) высотой 3,5 м, 5,55 м и 7,5 м:

а—опоры при высоте моста в 3 м; б—опоры при высоте моста 5,5 м, в—опоры при высоте моста 7,5 м

полагается обычно пол ряжа из бревен или пластин, укладываемых на балки, врубленные в венцы, после чего ряж заполняется камнем или песком на полную высоту.

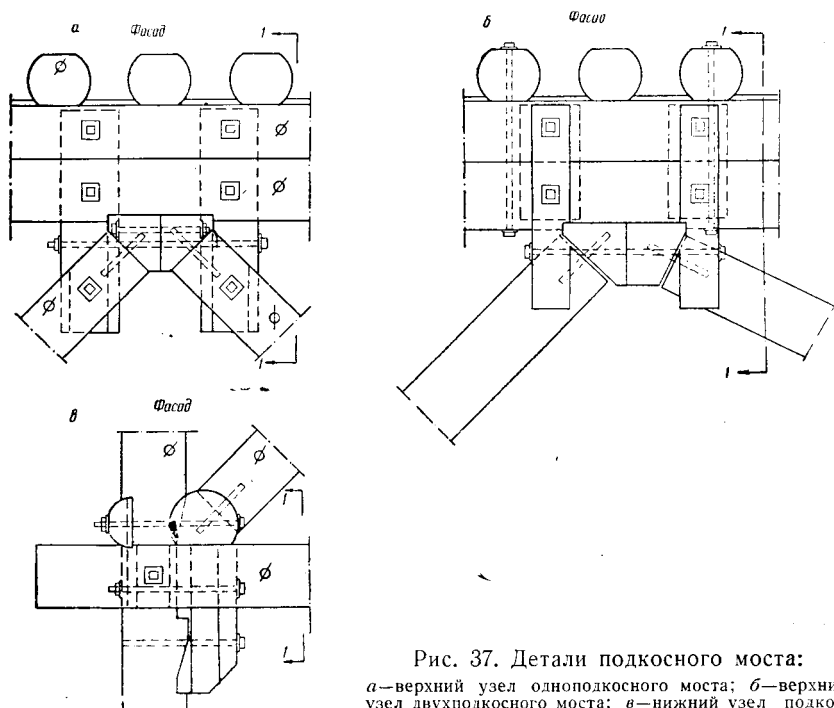


Рис. 37. Детали подкосного моста:
а—верхний узел одноподкосного моста; б—верхний узел двухподкосного моста; в—нижний узел подкосного моста

Необходимо обращать внимание на защиту ряжа от подмыва. Для этого устраивают каменную наброску вокруг опоры, хорошо загружают ряж и разбивают отверстия при проектировании моста на достаточно большие пролеты.

§ 12. ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ БОЛЬШИХ ПРОЛЕТОВ

Из всех известных в настоящее время систем деревянных ферм наиболее надежной и испытанной в эксплуатации для железнодорожных мостов является система Гау-Журавского.

Эти фермы применяются в мостостроении почти исключительно с параллельными поясами с ездой поверху и понизу. Они представляют собой фермы раскосной системы со сжатыми деревянными раскосами (диагоналями) и растянутыми металлическими тяжами (подвески).

Последние снабжены по концам нарезкой и гайкой, при помощи которых легко могут быть натянуты.

При подвижной нагрузке ферма Гау-Журавского должна иметь перекрещивающиеся раскосы, из которых, в зависимости от расположения нагрузки, работает только сжатый раскос. Второй раскос той же панели остается ненапряженным, так как его сопряжение с поясами не допускает передачи растягивающих усилий.

Восходящие раскосы $D_1 - D_4$ (рис. 38, а) левой половины фермы при загрузке правой части пролета подвижной нагрузкой испытывают исключительно сжатие, в то время как нисходящие раскосы $D'_1 - D'_4$ при таком же расположении нагрузки растянуты. Раскосы $D_1 - D_4$ называются прямыми—они воспринимают значительные сжимающие усилия, а рас-

косы $D'_1—D'_4$ обратными. Они вступают в работу только при загрузке левой части фермы и получают значительно меньшие сжимающие усилия, чем прямые раскосы соответствующих панелей (при загрузке правой части фермы).

Раскосы путем натяжения тяжей должны быть предварительно настолько сжаты, чтобы обратные раскосы, при одностороннем загрузке пролета, не могли получить растягивающих усилий, так как это вызвало бы отставание концов этих раскосов от узловых подушек. Натяжение тяжей весьма важно еще и потому, что, независимо от неточности изготовления элементов фермы и их усушки, всегда должно быть обеспечено плотное прилегание концов раскосов к узловым подушкам (рис. 38, б). Сжимающие усилия, вызванные в раскосах предварительным натяжением, увеличиваются при односторонней нагрузке в прямых раскосах и уменьшаются в обратных.

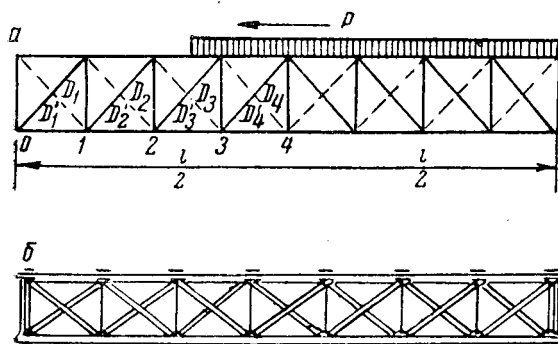


Рис. 38. Ферма Гау-Журавского с узловыми подушками:

а—схема фермы; б—фасад фермы

По расчету обратные раскосы, как правило, необходимы только в средних панелях. Однако для большой жесткости фермы перекрещивающиеся раскосы устраиваются во всех панелях.

§ 13. ПРИМЕРЫ КОНСТРУИРОВАНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ БОЛЬШИХ ПРОЛЕТОВ

На рис. 39 приведено пролетное строение системы Гау-Журавского с ездой поверху и понизу. Эта конструкция моста с простой решеткой применяется для перекрытия пролетов до 30 м.

Прямые раскосы (см. рис. 38) составляются из двух брусьев, располагаемых в плоскостях наружных брусьев поясов. Обратные раскосы делаются одиночными и ставятся в плоскости среднего бруса поясов (рис. 39). Подушки врубаются в пояса на глубину не менее 4 см. Раскосы закрепляются в узлах в подушки, которые нередко состоят из двух или трех частей и врубаются в пояса. Для предохранения раскосов от смещения ставят стальные штыри.

В местах взаимного пересечения раскосы соединяют болтами, при этом приходится применять прокладки. При наличии средней панели (или в двухраскосной системе) обратные раскосы этой врубки могут быть перекрыты плоскими стальными накладками.

При расположении всех раскосов в одной плоскости их врубают друг в друга вполдерева и стягивают болтами.

Опоры под пакетное пролетное строение в типовых проектах Гидро-лестранса приняты с такими большими запасами прочности, что могут быть использованы в качестве опор под деревянные фермы с ездой по-верху и понизу.

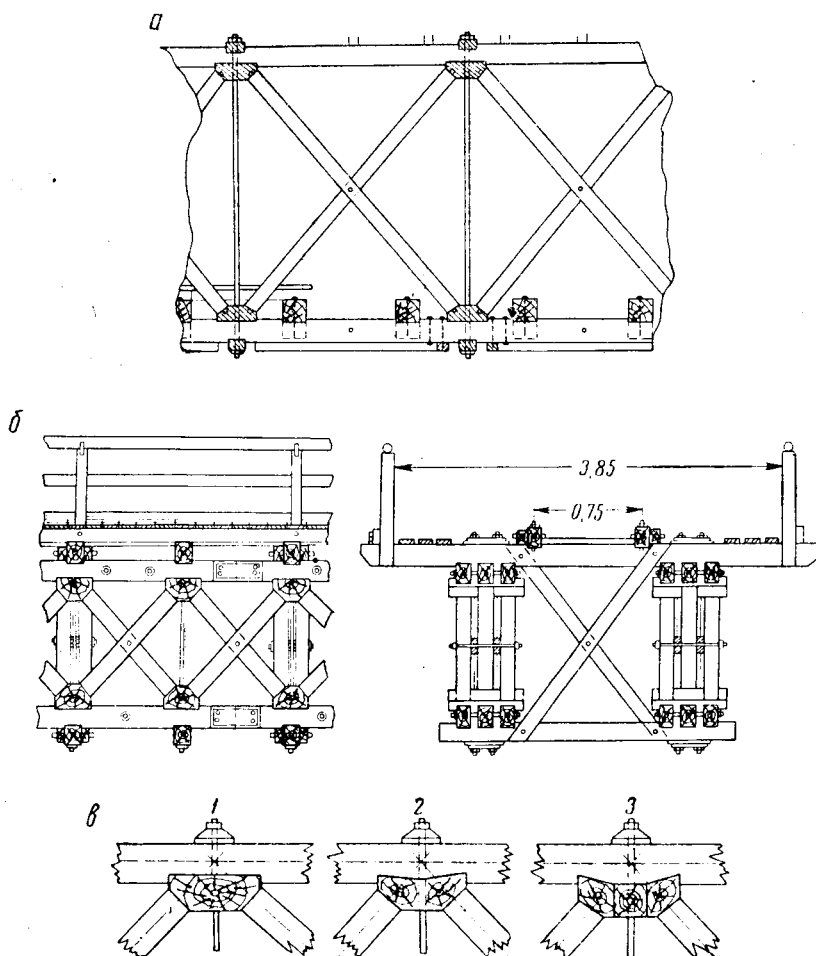


Рис. 39. Мост с фермами системы Гау-Журавского:
а—с ездой понизу; б—с ездой поверху; в (1, 2, 3)—сопряжение подкосов с поясами при помощи подушек из одного, двух и трех кусков

В качестве опор в мостах больших пролетов могут применяться свайные опоры башенного типа, рамные опоры (рис. 25) и рамно-ряжевые опоры (рис. 36).

§ 14. ЛЕДЕРЕЗЫ

Для предохранения опор деревянных мостов от повреждений во время ледохода перед каждой речной опорой на расстоянии 2—8 м вверх по течению, в зависимости от скорости течения, устраивают ледорезы. При быстром течении ледорезы располагают от опор на расстоянии 6—8 м, при медленном течении—на 2—4 м. На реках с весьма сильным ледоходом один ряд ледорезов может оказаться недостаточным. В таких случаях выше по течению на расстоянии 30—50 м от первого ряда ледорезов устраивают второй ряд „аванпостных“ ледорезов, которые располагают в шахматном порядке по отношению к основным ледорезам.

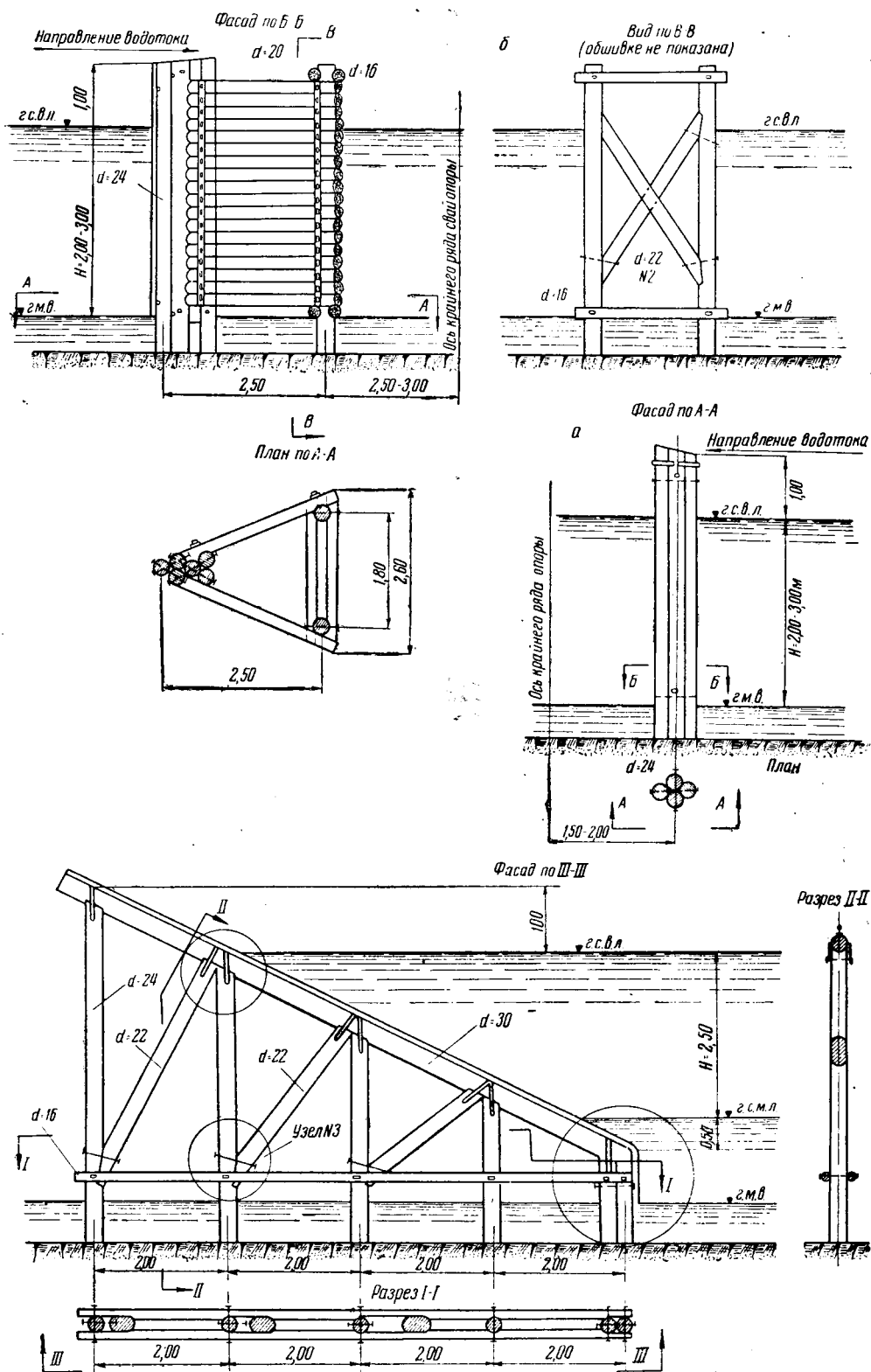


Рис. 40. Ледорезы:

а—свайный куст из четырех свай; б—свайный куст из семи свай; в—плоский ледорез из шести свай

Ледорезы могут быть свайными и ряжевыми. Свайные ледорезы применяются наиболее часто, ряжевые же устраивают только в тех случаях, когда дно реки не допускает забивки свай, например при скалистом, каменистом или, наоборот, весьма слабом грунте.

Простейшие ледорезы. Простейшие ледорезы в виде куста свай могут быть устроены в местах через малые реки со слабым ледоходом. Каждый такой куст состоит из трех и более свай, забитых на расстоянии 2 м от опоры. Сваи скрепляют между собой хомутами из полового железа. Верх свай должен возвышаться над горизонтом самого

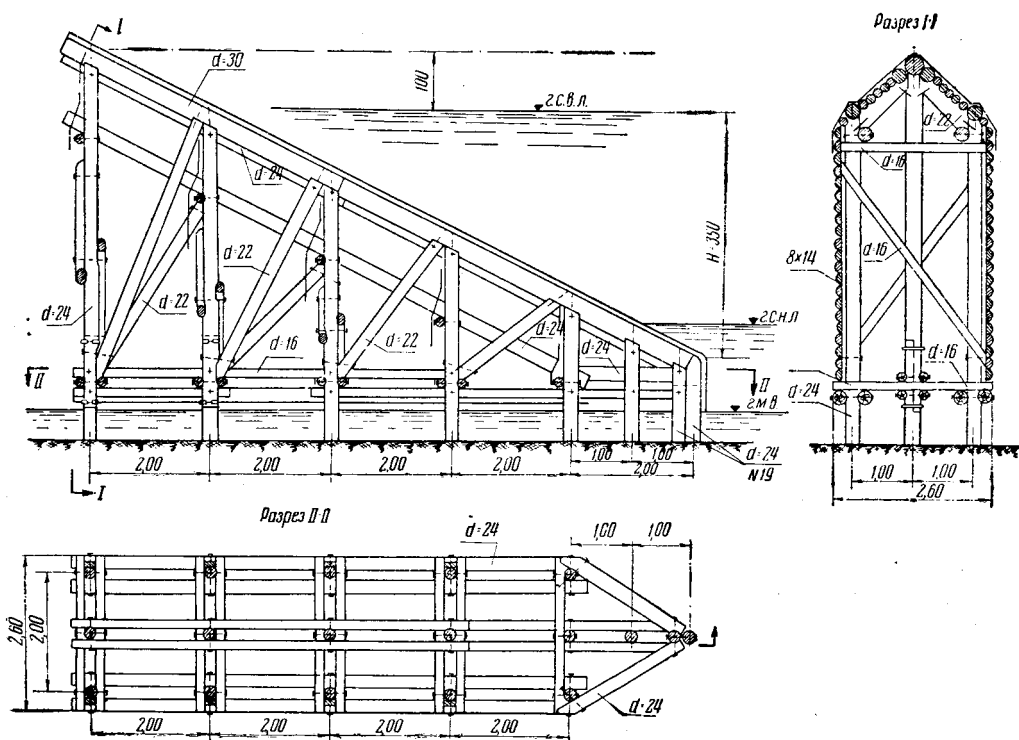


Рис. 41. Широкий ледорез

высокого ледохода не менее чем на 0,8—1 м. Чтобы верхние концы свай не загнивали, куст покрывают крышкой из кровельного железа или досок. Глубина забивки свай должна быть не менее 3 м.

На рис. 40, а и б показаны кустовые ледорезы из четырех и семи свай.

Приведенные свайные кусты применяются для защиты свайных опор при слабых ледоходах (с толщиной льда до 0,3 м и скоростью течения до 0,5 м/сек): куст из четырех свай—для защиты однорядных опор, на семь свай—для защиты башенных опор.

Плоские ледорезы. Плоские ледорезы устраиваются для защиты узких, однорядных опор мостов при слабом или среднем ледоходе (с толщиной льда до 0,6 м и скоростью течения до 1,2 м/сек).

Схема плоского ледореза из шести свай приведена на рис. 40, в. Ледорез состоит из ряда свай, забиваемых на расстояниях 2 м один от другого. Глубина забивки свай должна быть не менее 3 м. Первая по течению свая, воспринимающая удары льда, усиливается постановкой одной или нескольких свай, забиваемых рядом с первой. Эти сваи образуют головную часть ледореза.

Верх свай срезается наклонно, и на них укладывается деталь, называемая режущим ребром.

Принцип работы ледореза с наклонной режущей гранью заключается в том, что льдина, встречая на пути наклонную грань ледореза, под действием инерции и напора других льдин поднимается по ней из воды и разламывается.

Для режущего ребра можно рекомендовать следующий наклон: при слабом ледоходе—от 1:1 до 1:1,2, при среднем от 1:1,5 до 1:2, при сильном от 1:1,5 до 1:2,5.

Верх режущего ребра ледореза должен возвышаться над горизонтом самого высокого ледохода не менее чем на 1—1,5 м, нижний же конец режущего ребра должен быть ниже самого низкого ледохода не менее чем на 0,5—1 м.

Режущая грань ледореза обычно укрепляется металлом.

Жесткость конструкции ледореза обеспечивается постановкой подкосов и схваток.

Широкие ледорезы. Для защиты опор башенного типа у мостов через реки с сильным ледоходом обычно применяются так называемые шатровые ледорезы.

На рис. 41 показан типовой шатровый ледорез с тремя параллельными рядами свай. Применяется этот ледорез для защиты свайных башенных опор при нормальных ледоходах с толщиной до 0,6 м и скоростью течения до 1,2 м/сек.

Шатровый ледорез следует делать шириной (сзади) на 0,3—0,5 м более ширины мостовой опоры и располагать выше по течению на 3—6 м от крайней сваи опоры.

При большой глубине меженных вод сваи ледореза в нижней части нужно связывать подводными подкосами.

Для предохранения подкосов и схваток ледореза от повреждений льдинами боковые поверхности ледореза обшиваются досками или пластинами.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ ПОД ЖЕЛЕЗНУЮ ДОРОГУ

§ 15. СОСТАВЛЕНИЕ ВАРИАНТОВ И ВЫБОР РЕШЕНИЯ

При составлении вариантов мостов подбирают наиболее целесообразные для данных местных условий типы мостов, меняя величину пролетов, расстановку опор, систему пролетного строения.

Исходными данными при составлении вариантов являются отверстие моста, высота насыпи и отметки характерных горизонтов воды: наивысшего, меженного и ледохода. Величина отверстия моста зависит от расчетного расхода воды и определяется по способам, изложенным в курсе „Геодезия и изыскание лесовозных дорог“.

Высота насыпи диктуется условиями трассирования линий или расположением самого моста по высоте в зависимости от характерных горизонтов воды.

При проектировании моста особенно важно знать горизонты меженных и высоких вод. При проектировании ледорезов должен быть известен горизонт ледохода.

Зная отметку бровки насыпи, нетрудно подсчитать отметку подошвы рельсов, прибавив к отметке бровки толщину балласта (0,35—0,50 м для нормальной колеи и 0,20 м—для узкой).

Откосы конусов насыпи в деревянных мостах должны быть не менее 1:1½, так как в этом случае конусы насыпи обычно не требуют специального укрепления. Деревянные мосты выгоднее несколько удлинять за счет более пологих конусов насыпи, чем укреплять их.

Крайний ряд свай устоя должен быть забит в насыпь на расстоянии не менее 0,5 м от бровки конуса, что удлиняет полную длину моста поверху еще на 1 м.

Определив расчетное отверстие моста, прибавляют к нему длину, занятую сваями, находящимися в пределах отверстия (по межени), удвоенное заложение конусов насыпи и запуск в 1 м в тело насыпи и получают полную длину моста поверху:

$$L = L_0 + nd + 3H + 1,$$

где:

- L_0 —расчетное отверстие моста;
- n —число свай в пределах отверстия;
- d —диаметр свай;
- H —высота насыпи.

При разбивке на пролеты рекомендуется исходить из следующих общих указаний:

1. Расчетные пролеты желательно иметь одинаковыми на всем протяжении моста, если при разработке проекта моста не имеется дополнительных условий на проектирование. В этом случае проезжая часть получается одинаковой по всей длине моста.

Исключение могут составлять:

а) крайние пролеты, которые не должны быть больше расчетного пролета;

б) судоходные (сплавные) пролеты; желательно устраивать два судоходных пролета, однако при недостаточной ширине реки можно ограничиться и одним; число пролетов и их размеры в мостах на сплавных реках для пропусков в них плотов и молевой древесины определяется количеством и родом сплавляемой древесины.

2. Ответственные узлы, как, например, узел примыкания подкосов и затяжек к сваям, следует, как указывалось выше (рис. 37), располагать вне насыпи во избежание их быстрого загнивания. Поэтому при подходе к конусу насыпи, например, двухподкосной системы нужно своевременно перейти на простую балочную систему; иногда удачным может оказаться вставка одного-двух пролетов одноподкосной системы.

Варианты малого моста можно начинать составлять со схемы, имеющей посередине отверстия пролет, или со схемы, имеющей посередине отверстия опору. Во всяком случае судоходные пролеты должны перекрывать наиболее глубокую часть русла реки.

При составлении схем назначают эскизно размеры основных элементов моста, используя данные типовых проектов и производя простейшие расчеты. Затем определяют примерный расход материалов и число свай по каждому варианту и по укрупненным измерителям устанавливают приблизительную стоимость моста.

Для приближенных расчетов Гипространс и Гушосдор МВД СССР рекомендуют сравнительные данные, приведенные в табл. 17 и 18.

Таблица 17

Зависимость величины пролета моста от высоты насыпи

Высота насыпи в м	Величина пролета моста в м	
	для узкоколейных железных дорог	для автогузовых
4—5	2—3	4—6
5—7	4—5	6—9
8—9	6—8,5	8—11
9—12	8—10	10—14

Таблица 18

Данные для выбора типа моста в зависимости от величины пролета

Тип моста	Величина пролета моста в м	
	для узкоколейных железных дорог	для автогузовых
Балочный	до 4	до 4
Одноподкосный	» 6	—
Трапециoidalно-подкосный	—	до 10
Двухподкосный	до 9	—
Ригельно-подкосный	—	до 16

Конструкция опоры зависит от ее высоты. Так, плоские (однорядные) опоры обычно устраиваются при высоте до 6 м, двойные (двухрядные)—при высоте от 6 до 12 м, башенные—при высоте от 10 м и

более. Вместе с тем на выбор конструкции опоры влияют тип моста, характер подвижной нагрузки и ряд других факторов.

После составления нескольких вариантов моста их сравнивают между собой по техническим, эксплуатационным и экономическим показателям. Наилучший вариант и принимается для дальнейшей разработки детального проекта моста.

§ 16. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПОДБОРУ СЕЧЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ

Размеры сечений элементов деревянных мостов определяются в зависимости от действующих в них силовых факторов (усилия, изгибающие моменты) и установленных допускаемых напряжений.

В принятых методах расчета деревянных мостов динамический коэффициент не учитывается. Это, однако, не означает, что динамическое воздействие нагрузок на деревянные мосты отсутствует или что оно мало, так как испытания деревянных мостов показывают обратное. Следовало бы умножить усилия в элементах деревянных мостов на величину динамического коэффициента. Если это не делается, то лишь из-за отсутствия достаточных данных, а также потому, что в большинстве случаев деревянные мосты являются сооружениями временного характера. Косвенным путем увеличение динамических воздействий на мост учитывается в коэффициенте запаса при принятых допускаемых напряжениях.

Величины допускаемых напряжений назначаются в соответствии с породой древесины, ее влажностью, условиями работы (в защищенных или не защищенных от атмосферных воздействий сооружениях), характером силовых воздействий (растяжение, сжатие, изгиб, смятие, скалывание). Они даны в действующих ТУ на проектирование мостов.

При учете основных и дополнительных сил допускаемые напряжения увеличиваются на 20%.

Для временных мостов, сооружаемых на время производства работ и не подлежащих передаче в постоянную эксплуатацию, все допускаемые напряжения, кроме допускаемого напряжения на скалывание, повышаются на 20%.

Проверка элементов на растяжение производится по площади нетто, т. е. за вычетом из площади брутто площади, ослабленной врубками, врезами, болтами в том месте, где ослабление имеет наибольшую величину. При этом врубки, отстоящие одна от другой на расстоянии меньшем или равном их десятикратной глубине, и болты, расположенные один от другого или от ближайшей врубки на расстоянии, не большем десятикратного диаметра, считаются совмещенными во избежание скалывания участка между врубками или болтами.

Расчетное ослабление сечения не должно превышать 0,5 сечения брутто при несимметричном ослаблении и 0,6 сечения при симметричном ослаблении.

Ослабления, расположенные на длине до 20 см, принимаются совмещенными в одном сечении.

Проверка сжатых элементов на продольный изгиб производится по площади брутто, если ослабление сечения не превышает 25%, и по площади, равной $\frac{3}{4}$ площади нетто, если ослабление сечения более 25%.

§ 17. РАСЧЕТ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ МАЛЫХ ПРОЛЕТОВ

Расчет поперечин

В ТУ на проектирование мостов и труб расчет поперечин не предусмотрен. Размеры поперечин принимаются по утвержденным типам. В отдельных случаях может встретиться необходимость проверки размеров поперечины расчетом.

Поперечина узкоколейного моста рассчитывается как разрезная балка на двух опорах с пролетом, равным расстоянию между осями прогонов, с проверкой нормальных и скалывающих напряжений по обычным формулам строительной механики.

Нагрузка от колес принимается в виде сосредоточенных сил.

Наиболее загружена поперечина, расположенная у стыка. В этом случае давление от оси будет передаваться только на одну поперечину.

Таким образом, на поперечину действуют две сосредоточенные силы, каждая из которых равна давлению колеса (у паровоза 159 $P=2$ т); расстояние между силами (колесами) равно расстоянию между рельсами ($75 \text{ см} + 2 \text{ см}$).

Кроме расчета на изгиб, размеры подрельсовой подкладки и площадки опирания поперечины на прогон следует проверять по напряжениям на смятие.

Расчет прогонов

Расчет прогонов балочных и балочно-подкосных мостов производится в предположении, что прогоны представляют собой простые балки, разрезанные над опорами.

В действительности прогоны подкосных, а часто и балочных мостов представляют собой неразрезные балки на упругих опорах. Податливость опор зависит от тщательности изготовления врубок, от обмятий в них и, следовательно, трудно поддается учету; к тому же над подкосами могут быть устроены стыки прогонов. Поэтому расчет прогонов часто производится в предположении, что они разрезаны над всеми опорами и над подкосами, а это дает небольшой дополнительный запас прочности по сравнению с расчетом их как неразрезных балок.

Относительно частое расположение поперечин на прогонах моста позволяет считать, что нагрузка передается на прогоны непосредственно. Это не вызывает больших погрешностей в определении усилий с учетом узловой передачи нагрузки, но значительно упрощает расчет.

Расчет прогонов производится на прочность (по нормальным и касательным напряжениям) и на жесткость (определяется прогиб).

Расчетный изгибающий момент и поперечную силу удобнее всего определять по эквивалентным нагрузкам. Кроме вертикальной подвижной нагрузки, учитывается постоянная нагрузка, которая назначается по примерно заданным размерам прогонов и предварительно рассчитанной проезжей части.

Если расчет производят на нагрузку, для которой нет вычисленных эквивалентных нагрузок, наибольший изгибающий момент и поперечная сила определяются непосредственным нагружением балки сосредоточенными грузами. В этом случае, кроме нагружения по схеме *а* на рис. 42, следует проверять и нагружение по схеме *б*.

В первом случае получается:

$$M_{\max} = \frac{Pl}{4}.$$

Во втором случае наибольший изгибающий момент получается под так называемым критическим грузом, причем середина пролета делит

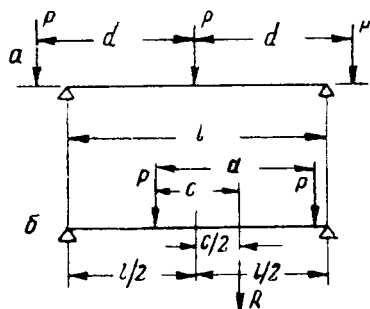


Рис. 42. Схема нагружения прогонов:

а—при одном грузе в пролете; *б*—при двух грузах в пролете

пополам расстояние между критическим грузом P и равнодействующей R .

При равных грузах P максимальный изгибающий момент будет равен:

$$M_{\max} = \frac{R \left(\frac{l}{2} - \frac{c}{2} \right)^2}{l}. \quad (1)$$

Приравнявая моменты по схемам a , b (рис. 42), получим:

$$\frac{Pl}{4} = \frac{2P \left(\frac{l}{2} - \frac{c}{2} \right)^2}{l}, \quad (2)$$

где:

R —равнодействующая, равная $2P$;

c —расстояние между равнодействующей и опасным грузом.

При этом $l = 1,71d$ (где d —расстояние между соседними грузами).

Следовательно, если $l < 1,71d$, больший изгибающий момент получится при загрузке одним грузом, поставленным посередине пролета, если же $d > 1,71d$, изгибающий момент необходимо определять по схеме на рис. 42, b .

Если балка допускает установку трех и более грузов, следует определить максимальный изгибающий момент по самому невыгодному расположению всех этих грузов.

Определив M_{\max} и Q_{\max} , в соответствии с допускаемыми напряжениями подбирают сечение прогона по общеизвестной формуле:

$$W_{\text{нетто}} \leq \frac{M_{\max}}{[\sigma]},$$

с последующей проверкой касательных напряжений по формуле

$$\frac{Q \cdot S_{\text{брутто}}}{I_{\text{брутто}} \cdot b} \leq [\tau].$$

Моменты инерции, моменты сопротивления и ряд других необходимых величин для расчета простых и составных балок приведены в табл. 19 и 20.

Пример. Определить диаметр бревенчатого прогона пролетом 3 м для узкоколейного железнодорожного моста. Материал прогона сосна с объемным весом 500 кг/м³. Нагрузка — паровоз 159.

Решение. Постоянная нагрузка на 1 пог. м прогона:

1. Нагрузка от рельса 24 кг пог. м

$$q_1 = 24 \text{ кг.}$$

2. При расстоянии между поперечинами $a = 37,5$ см можно считать, что на 1 пог. м прогона передается нагрузка от веса трех поперечин. Лежневая поперечина диаметром 22 см имеет площадь поперечного сечения (табл. 19):

$$F = 0,785d^2 = 0,785 \cdot 22^2 = 380 \text{ см}^2 = 0,0380 \text{ м}^2.$$

При длине поперечины $l = 2,5$ м объем ее $V = 0,380 \cdot 2,5 = 0,095 \text{ м}^3$.

Нагрузка от поперечины:

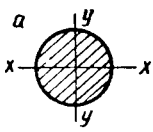
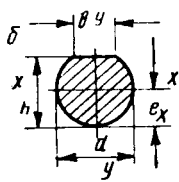
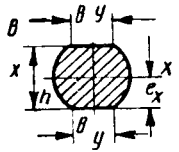
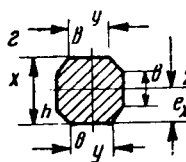
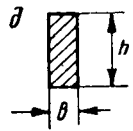
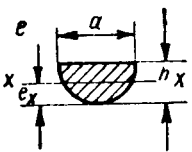
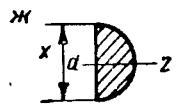
$$q_2 = \frac{0,095 \cdot 500 \cdot 3}{2} = 71 \text{ кг/м.}$$

3. Нагрузка от охранных брусьев сечением 12×14 см:

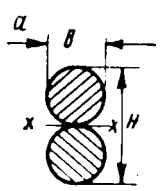
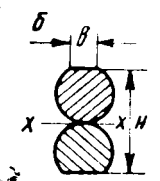
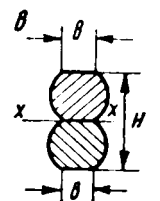
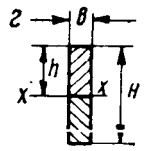
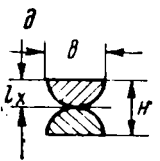
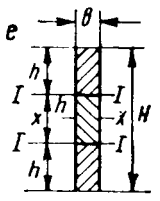
$$q_3 = 0,12 \cdot 0,14 \cdot 500 = 8 \text{ кг/м,}$$

Таблица 19

Данные для расчета простых балок различных сечений

Сечения	Ширина b	Высота h	Площадь сечения F	Расстояние наиболее удаленного волокна от оси $x-x$ l_{x-x}	Статический момент S_x	Момент инерции I_x	Момент сопротив- ления W_x	Наимень- ший радиус инерции r_x
		d	$0,785d^2$	$0,5d$	$0,083d^3$	$0,049d^4$	$0,098d^3$	$0,25d$
	$0,25d$ $0,333d$	$0,984d$ $0,917d$	$0,783d^2$ $0,779d^2$	$0,498d$ $0,496d$	$0,082d^3$ $0,08d^3$	$0,048d^4$ $0,047d^4$	$0,096d^3$ $0,094d^3$	$0,248d$ $0,246d$
	$0,5d$	$0,933d$	$0,763d^2$	$0,486d$	$0,073d^3$	$0,044d^4$	$0,088d^3$	$0,240d$
	$0,25d$ $0,33d$ $0,5d$	$0,986d$ $0,942d$ $0,866d$	$0,781d^2$ $0,773d^2$ $0,740d^2$	$0,484d$ $0,471d$ $0,433d$	$0,081d^3$ $0,077d^3$ $0,063d^3$	$0,047d^4$ $0,045d^4$ $0,039d^4$	$0,097d^3$ $0,095d^3$ $0,09d^3$	$0,245d$ $0,241d$ $0,230d$
	$0,5d$ b	$0,866d$ h	$0,695d^2$ bh	$0,433d$ $0,5h$	$0,061d^3$ $0,125bh^3$	$0,038d^4$ $0,083bh^3$	$0,088d^3$ $0,166bh^2$	$0,236d$ $0,289b$
	d	$0,5d$	$0,393d^2$	$0,29d$	$0,022d^3$	$0,007d^4$	$0,024d^3$	$0,135d$
		d	$0,393d^2$	$0,5d$	$0,041d^3$	$0,025d^4$	$0,049d^3$	$0,135d$

Данные для расчета составных балок

Сечения	Ширина b	Высота H	Площадь сечения F	Расстояние наиболее удаленного волокна от оси $x-x$ l_{x-x}	Статический момент S_x	Момент инерции I_x	Момент сопротивле- ния W_x
	d	$2d$	$1,52d^2$	d	$0,393d^3$	$0,49d^4$	$0,49d^3$
	$0,25d$ $0,333d$ $0,5d$	$1,968d$ $1,942d$ $1,866d$	$1,566d^2$ $1,558d^2$ $1,526d^2$	$0,984d$ $0,971d$ $0,933d$	$0,390d^3$ $0,386d^3$ $0,370d^3$	$0,484d^4$ $0,478d^4$ $0,448d^4$	$0,493d^3$ $0,492d^3$ $0,48d^3$
	$0,25d$ $0,333d$ $0,5d$	$1,936d$ $1,884d$ $1,732d$	$1,562d^2$ $1,546d^2$ $1,48d^2$	$0,968d$ $0,942d$ $0,866d$	$0,378d^3$ $0,365d^3$ $0,320d^3$	$0,460d^4$ $0,434d^4$ $0,355d^4$	$0,475d^3$ $0,461d^3$ $0,41d^3$
	b	$2h$	$2bh$	h	$0,5bh^3$	$0,666bh^3$	$0,666bh^2$
	d	d	$0,785d^2$	$0,5d$	$0,114d^3$	$0,08d^4$	$0,16d^3$
	b	$3h$	$3bh$	$1,5h$	$S_{1-1}=bh^2$ $S_{x-x}=1,125bh^2$	$2,25bh^3$	$1,3bh^2$

4. Нагрузка от болтов, прокладок и т. д.

$$q_4 = 20 \text{ кг/м.}$$

5. Нагрузка от досок настила 20×5 см (4 шт.) и 16×3 см. (2 шт.)

$$q_5 = (0,20 \cdot 0,05 \cdot 4 + 0,16 \cdot 0,03 \cdot 2) 500 = 25 \text{ кг/м.}$$

6. Вес перил

$$q_6 = 17 \text{ кг/м.}$$

7. Собственный вес прогона диаметром в 32 см:

$$q_7 = \frac{3,14 \cdot 32^2}{4} \cdot 500 = 40 \text{ кг/м.}$$

Суммарная постоянная нагрузка:

$$q = 24 + 71 + 8 + 20 + 25 + 17 + 40 = 205 \text{ кг/м.}$$

Принимаем округленно:

$$q = 200 \text{ кг/м.}$$

Давление на одно колесо паровоза 159:

$$P = 2 \text{ т.}$$

Наибольший изгибающий момент наблюдается при наименее выгодном загрузении линии влияния подвижной нагрузкой. Как правило, при определении наименее выгод-

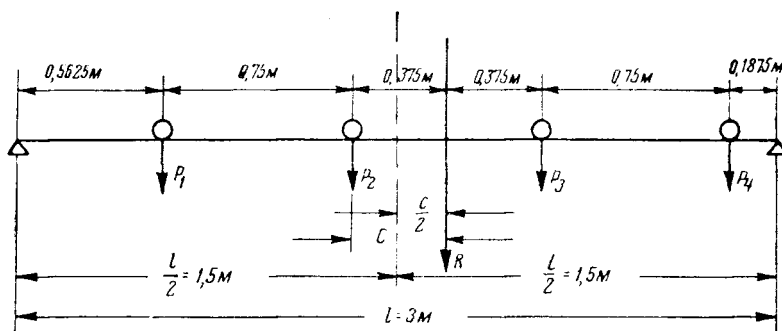


Рис. 43. Схема загрузки 3-метрового прогона паровозом 159

ного положения один из грузов (опасный) располагают над наибольшей ординатой линии влияния. При этом (по предыдущему) середина пролета должна делить пополам расстояние между равнодействующей грузов (половина веса паровоза) и вторым (опасным) грузом (рис. 43).

Наибольший изгибающий момент можно определить по формуле:

$$M_{\max} = \frac{R}{l} \left(\frac{l - \frac{c}{2}}{2} \right)^2 - M_0,$$

где:

R — равнодействующая всех грузов в т;

l — длина пролета в м;

$\frac{c}{2}$ — расстояние между серединой пролета и равнодействующей грузов R в м;

M_0 — момент всех предыдущих грузов относительно опасного груза (в данном случае $P=0,75$, рис. 43)

$$M_{\max} = \frac{8}{3} \frac{(3 - 0,1875)^2}{2} - 2 \cdot 0,75 = 5,25 - 1,5 = 3,75 \text{ т/м} = 375 \text{ 000 кг/см.}$$

Примечание. Если в данном примере за опасный груз принять P_1 , то P_4 окажется вне пределов пролета и изгибающий момент будет меньше.

Сечение прогона, принятого из одного бревна, ослабленного болтовым отверстием, показано на рис. 44.

Момент сопротивления прогона определяем с учетом ослабления только вертикальным болтом диаметром 1,6 см (ослабление прогона стеской не учитываем):

$$W_{\text{нетто}} = 0,098d^3 - \frac{1,6}{6} d^3 = 0,098 \cdot 32^3 - \frac{1,6 \cdot 32^3}{6} = 2971 \text{ см}^3,$$

где $0,098d^3$ взято из табл. 19.

Напряжение изгиба:

$$\sigma = \frac{375 \cdot 000}{2971} = 126 \text{ кг/см}^2.$$

Допускаемое напряжение на изгиб $[\sigma_{\text{и}}] = 120 \text{ кг/см}^2$.

По ТУ допускаемые напряжения в пролетных строениях простых балочных мостов повышаются на 20%. С учетом повышения допускаемого напряжения:

$$[\sigma_{\text{и}}] = 120 \cdot 1,2 = 144 \text{ кг/см}^2.$$

Для определения максимальной перерезывающей силы на опоре устанавливаем одно колесо паровоза над опорой (рис. 43). Тогда остальных три груза будут располагаться в пролете симметрично и значение опорной реакции, равной перерезывающей силе в этом сечении, составит (в данном случае $P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = 2 \text{ т}$):

$$A = Q_1 = 2 + \frac{2 \cdot 3}{2} = 5 \text{ т} = 5000 \text{ кг}.$$

Величина перерезывающей силы от постоянной нагрузки в этом сечении:

$$Q_2 = \frac{200 \cdot 3}{2} = 300 \text{ кг}.$$

Суммарная перерезывающая сила на опоре:

$$Q = Q_1 + Q_2 = 5000 + 300 = 5300 \text{ кг}.$$

Статический момент части сечения бревна, лежащей выше нейтральной оси (табл. 19):

$$S_x = 0,082d^3 = 0,082 \cdot 32^3 = 2687 \text{ см}^3.$$

Момент инерции сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения (по табл. 19):

$$I = 0,048 d^4 = 50331 \text{ см}^4.$$

Касательное напряжение:

$$\tau = \frac{5300 \cdot 2687}{50331 \cdot 32} = 9 \text{ кг/см}^2.$$

Допускаемое касательное напряжение:

$$[\tau] = 22 \text{ кг/см}^2.$$

Проверяем сминающее напряжение по плоскости соприкосновения прогона с насадкой.

При круглом прогоне диаметром 32 см и круглой насадке диаметром 22 см площадь смятия под одним прогоном равна 144 см^2 .

Напряжение на смятие поперек волокон:

$$\sigma = \frac{5300}{144} = 37 \text{ кг/см}^2.$$

Допускаемое напряжение на смятие поперек волокон:

$$[\sigma_{\text{см}}]_{90} = 40 \text{ кг/см}^2.$$

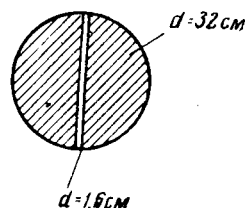


Рис. 44. Поперечное сечение прогона

Расчет подкосов

Наибольшее давление на узел, в котором сходятся подкосы, можно определить или в предположении разрезности прогонов над опорами и вершинами подкосов, или в предположении их неразрезности.

Второе предположение приводит к большим усилиям в подкосах. Так, если давление на подкосы в точке B (рис. 45) определить как опорную реакцию средней опоры двухпролетной неразрезной балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, то $B=0,625ql$; если же принять, что в этой точке прогон разрезан, то $B=0,5ql$.

Для упрощения расчетов усилия в элементах треугольно-подкосного моста определяются в предположении, что прогоны разрезаны над опорами и вершинами. Прогон рассчитывается так же, как в балочных мостах.

Наибольшее опорное давление определяется при помощи линий влияния и эквивалентных нагрузок при невыгоднейшем расположении на пролете подвижной нагрузки. Необходимо также учесть и собственный вес проезжей части.

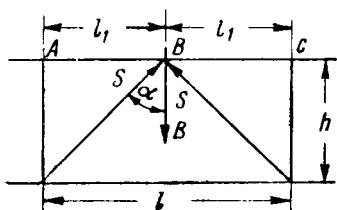


Рис. 45. Расчетная схема одноподкосного моста

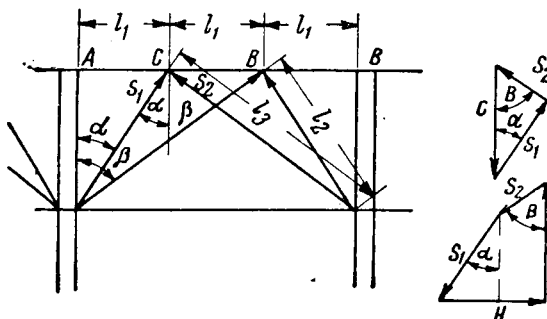


Рис. 46. Расчетная схема двухподкосного моста

Разлагая полученное значение опорного давления B по направлению подкосов, получим:

$$S = \frac{B}{2 \cos \alpha},$$

где:

- B — давление на узел B ;
- S — усилие в подкосах;
- α — угол наклона подкоса к вертикали.

Для двухподкосного моста (рис. 46) усилие в подкосах S_1 и S_2 определяется путем проектирования всех сил, сходящихся в узле, на вертикальное и горизонтальное направления:

$$S_1 \cos \alpha + S_2 \cos \beta = C;$$

$$S_1 \sin \alpha = S_2 \sin \beta.$$

Откуда:

$$S_1 = \frac{C \cdot \sin \beta}{\sin \alpha \cdot \cos \beta + \cos \alpha \sin \beta};$$

$$S_2 = S_1 \frac{\sin \alpha}{\sin \beta} = \frac{C \sin \alpha}{\sin \alpha \cos \beta + \cos \alpha \sin \beta}.$$

Если в полученные формулы ввести подстановки:

$$\sin \alpha = \frac{l_1}{l_2}, \quad \cos \alpha = \frac{h}{l_2},$$

$$\sin \beta = \frac{2l_1}{l_3}, \quad \cos \beta = \frac{h}{l_3}.$$

где l_2 и l_3 —длины подкосов, то:

$$S_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{l_2}{h} \cdot C;$$

$$S_2 = \frac{1}{3} \cdot \frac{l_3}{h} \cdot C.$$

При этом

$$l_2 = \sqrt{l_1^2 + h^2},$$

$$l_3 = \sqrt{4l_1^2 + h^2}.$$

Вследствие симметрии усилия во второй паре подкосов будут такими же, как и в первой.

По найденным усилиям S_1 и S_2 подбирают сечения подкосов.

Необходимо проверить:

напряжения смятия для подушки, в которую упираются подкосы; напряжения в подкосе с учетом продольного изгиба.

Основной для размеров подкоса является первая проверка.

$$\sigma = \frac{S}{F_{\text{нетто}}} \leq [\sigma_{\text{см}}]_{90},$$

$$F_{\text{нетто}} = \frac{S}{[\sigma_{\text{см}}]_{90}},$$

где $F_{\text{нетто}}$ —площадь соприкасания торца подкоса и подушки за вычетом площади шипа или штыря.

Проверка сжатого подкоса на устойчивость

$$\frac{S}{\varphi F_{\text{раб}}} \leq [\sigma_c],$$

где $F_{\text{раб}} = F_{\text{брутто}}$ в случае, если подкос не имеет ослаблений более 25%.

При определении коэффициента φ расчетная длина принимается равной геометрической длине подкоса, считая концы шарнирно закрепленными. Хотя в двухподкосных системах подкосы пересекаются, но в точках пересечения они связаны только одним болтом и при таком соединении свободная длина подкосов не уменьшается.

Расчет затяжек

Наибольшее растягивающее усилие в затяжке одноподкосного моста находят как неуравновешенную горизонтальную составляющую усилия в подкосе при загрузке временной нагрузкой одного пролета (рис. 45).

$$H = S \cdot \sin \alpha,$$

Наибольшее растягивающее усилие в затяжке двухподкосного моста можно определить только приближенно как сумму горизонтальных составляющих наибольших усилий в подкосах (рис. 46)

$$H = S_1 \cdot \sin \alpha + S_2 \cdot \sin \beta.$$

При этом необходимо иметь в виду, что максимум усилий в обоих подкосах может и не совпадать.

Окончательный подбор сечения затяжки следует производить совместно с расчетом врубок опорного узла. Ослабление затяжки в этом узле доходит до 40—50%. Сечение затяжки проверяется по площади нетто на растяжение.

Расчет свайных опор

Под термином „свайная опора“ понимается или непосредственно свая (при малой высоте моста), или свая вместе со стойкой, являющейся ее продолжением.

Расчет свайных опор ведется на прочность и устойчивость. Рассчитываются основные элементы опор: коренные и откосные сваи, укосины и насадки, а также соединения их между собой. Остальные элементы: диагональные схватки, горизонтальные поперечные и продольные схватки, распорные кресты ставятся без расчета, по конструктивным соображениям.

Стойки опор проверяются на сжатие с учетом продольного изгиба одного из примыкающих к опоре пролетов (при неравных пролетах—большого)—также на поперечный изгиб от распора, возникающего в подкосных мостах без затяжек. Кроме того, должна быть проверена насадка на смятие по плоскости опирания ее на сваю. Эта проверка также по существу относится к расчету опор, так как непосредственно влияет на подбор диаметра сваи.

Для проведения указанных выше проверок необходимо определить наибольшие усилия, возникающие в свае. При расчете простых балочных мостов определяется одно значение усилий. При расчете подкосных мостов находятся два различных значения усилия: в верхней части—для проверки насадки на смятие и в нижней части—для проверки сваи на сжатие с учетом продольного изгиба.

Прогоны при этом рассматриваются как разрезные балки.

Расчет начинается с построения линий влияния для опорного давления на верхнюю часть сваи и для усилия в части, лежащей ниже опорного узла.

За расчетную длину свай принимается: в опорах балочных мостов—полная длина стойки от насадки до грунта, в опорах балочно-подкосных мостов с затяжкой—полная длина стоек от затяжки до грунта, в опорах башенного типа—расстояние между центрами узлов геометрической схемы опоры (при условии постановки связей в продольных и поперечных плоскостях опоры).

Статический метод расчета несущей способности сваи. По характеру работы в грунте различают сваи-стойки, опирающиеся снизу на прочные породы, и сваи висячие, поддерживаемые боковой реакцией грунта (трением).

Рассмотрим условия работы одиночной сваи в грунте.

Для определения несущей способности одиночной сваи применяются статический метод расчета и динамический.

Статический метод расчета отображает взаимодействие нагруженной сваи с грунтом, а динамический—величину погружения сваи под влиянием удара.

Допускаемая нагрузка на сваю по условиям прочности материала сваи на смятие ее головы определяется для предварительных расчетов.

Несущая способность сваи может быть определена по формуле:

$$P_0 = 10 [\sigma_{\text{сваи}}] F, \quad (1)$$

где: P_0 —расчетная нагрузка в т;

$$[\sigma_{\text{сваи}}] = 30 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2};$$

F —площадь сечения сваи в м^2 ,

или

$$P_0 = 10 [\sigma_{\text{сваи}}] \frac{\pi d^2}{4},$$

где d —диаметр сваи в м.

Статический метод расчета основывается на допущении, что полное сопротивление R сваи при критической нагрузке равно сумме сопротивлений грунта о сваю, а именно: сопротивления R_s грунта под острием сваи и сопротивления трения R_f по боковой поверхности сваи.

$$R = R_s + R_f$$
$$[P] = 10 [\tau_0 + 0,1k\gamma_0(H-2)] F + Ul_0f_0, \quad (2),$$

σ_0 —допускаемое давление на грунт
в кг/см² (по нормам) на глубине 2 м;
 H —глубина погружения острия сваи
относительно поверхности земли
в м;

γ_0 —средний приведенный объемный вес грунтов до остряка в т.м³, определяемый по формуле:

$$\gamma_0 = \frac{\gamma_{01}l_1 + \gamma_{02}l_2 + \dots + \gamma_{0n}l_n}{l_1 + l_2 + \dots + l_n}.$$

f_0 —среднее приведенное значение удельной силы трения грунта о сваю, определяемое по формуле:

$$f_0 = \frac{f_1 l_1 + f_2 l_2 + \dots + f_n l_n}{l_1 + l_2 + \dots + l_n}.$$

Торф и торфянистый грунт	0
Насыпной грунт в зависимости от плотности	0—1
Илы, илистые грунты, насыщенные водой	1,0
Суглинки и глины в текучем состоянии	1,0
Суглинки и глины в пластичном состоянии	1,5
Суглинки и глины в твердом состоянии, супеси (в любом состоянии по влажности и плотности)	2,0
Пески и гравелистые грунты независимо от влажности и плотности	2,5

Из выражения (2), заменив H через $h_0 + l_0$, можем определить l_0 , а именно:

$$l_0 = \frac{[P] - 10 [\tau_0 + 0.1 k \gamma_0 (h_0 - 2)] F}{k \gamma_0 F + U f_0}, \quad (3)$$

$l_1, l_2 \dots l_n$ — мощности отдельных пластов
грунта; $\gamma_{01}, \gamma_{02} \dots \gamma_{0n}$ — объемные веса
соответствующих пластов грунта; $f_1 f_2 \dots$
 $\dots f_n$ — удельные силы трения грунтов
о сваю

Таблица 21

Объемный вес грунтов в тоннах

Род грунта	Грунты сухие и естественной влажности	Грунты очень влажные и мокрые	Грунты очень мокрые до насыщения
Ил	1,6	1,7	1,8
Торф	0,4	0,6	0,8
Растительная земля, чернозем	1,5	1,7	1,8
Растительная земля, плотно слежавшаяся	1,7	1,8	—
Слабый глинистый грунт, слабый суглинок с включением ила и мелких органических при- месей	1,5	1,7	1,8
Глинистый грунт, суглинок средней плотности	1,6	1,7	1,9
Плотно слежавшаяся глина и суглинок	1,8	1,8	1,9
Особо плотная глина морена	1,9	1,9	2,0
Песок мелкий с примесью ила	1,6	1,7	1,9
» » чистый	1,7	1,8	2,0
» » плотно слежавшийся	1,8	1,9	2,0
» средней крупности, плотно слежавшийся	1,9	1,9	2,0
» мелкий разрыхленный	1,6	1,7	1,9
» крупный, плотно слежавшийся	1,8	1,9	2,0
Гравелистый грунт и галька	1,8	1,8	1,9

В формуле (3) величины γ_0 и f_0 являются функцией от l_0 , поэтому это уравнение приходится решать методом последовательного приближения. Сначала задаются величиной l_0 , после чего определяют величины γ_0 и f_0 , подставляют их в формулу (3) и находят l_0 . В случае расхождения результата вычисления с принятым значением l_0 следует соответственно менять значение l_0 до тех пор, пока не получат совпадения.

Пример 1. Определить нагрузку на сваю (рис. 47) при следующих данных: $h_0 = 2,2$ м; грунт на уровне острия сваи — суглинок средней плотности в пластичном состоянии с допускаемым давлением $\sigma_0 = 1,5$ кг/см²; $l_1 = 1,5$ м, $l_2 = 2,3$ м, $l_3 = 3$ м; $\gamma_{01} = 1,7$ т/м³, $\gamma_{02} = 1,8$ т/м³, $\gamma_{03} = 1,9$ т/м³; $f_1 = 1,0$ т/м², $f_2 = 1,0$ т/м², $f_3 = 1,5$ т/м²; диаметр сваи $d = 0,25$ м.

Решение. Глубина погружения острия сваи от поверхности земли $H = 2,2 + 1,5 + 2,3 + 3 = 9$ м (рис. 47).

Расчетная длина сваи $l_0 = 1,5 + 2,3 + 3 = 6,8$ м.

Средний приведенный объемный вес грунтов:

$$\gamma_0 = \frac{1,7 \times 1,5 + 1,8 \times 2,3 + 1,9 \times 3}{1,5 + 2,3 + 3} = 1,82 \text{ т/м}^3.$$

Среднее приведенное значение удельной силы трения грунта о сваю:

$$f_0 = \frac{1 \times 1,5 + 1 \times 2,3 + 1,5 \times 3}{1,5 + 2,3 + 3} = 1,22 \text{ т/м}^2.$$

Для суглинка коэффициент $k = 2$.

Площадь сечения и периметр сваи (табл. 5) равны, соответственно, $F = 0,0491$ м², $U = 0,78$ м. Допускаемая нагрузка на сваю [определяется по формуле (1)]

$$[P] = 10 [1,5 + 0,1 \times 2 \times 1,82 \times (9 - 2)] \times 0,0491 + 0,78 \times 6,8 \times 1,22 = 8,46 \text{ т.}$$

Нагрузка, допускаемая на сваю по грунтовым условиям, оказалась значительно меньше нагрузки, допускаемой по прочности древесины на смятие, которая равна 17 т (табл. 5). В качестве допускаемой нагрузки следует взять меньшую величину, в данном случае 8,46 т.

Пример 2. Для данных примера 1, при допускаемой нагрузке в 8,46 т и при диаметре сваи $d = 0,22$ м определить расчетную длину забивки сваи.

Решение. Так как для таких же грунтовых условий и при той же допускаемой нагрузке взята свая меньшего диаметра (0,22 м вместо 0,25 м), то ее необходимо забить на большую глубину, чем это предусматривалось ранее (6,8 м).

Задаемся расчетной длиной сваи: $l_0 = 7,3$ м. В этом случае $l_3 = 3 + (7,3 - 6,8) = 3,5$ м. Аналогично, как и в примере 1, найдем:

$$\gamma_0 = \frac{1,7 \times 1,5 + 1,8 \times 2,3 + 1,9 \times 3,5}{7,3} = 1,83 \text{ т/м}^3,$$

$$f_0 = \frac{1,0 \times 1,5 + 1,0 \times 2,3 + 1,5 \times 3,5}{7,3} = 1,24 \text{ т/м}^2;$$

$$k = 2; F = 0,038 \text{ м}^2; U = 0,69 \text{ м (табл. 5)}.$$

Расчетная длина l_0 сваи [формула (3)] равна:

$$l_0 = \frac{8,46 - 10 [1,5 + 0,1 \times 2 \times 1,83 (2,2 - 2)] \times 0,038}{2 \times 1,83 \times 0,038 + 0,69 \times 1,24} = 7,86.$$

Так как расчетная длина оказалась больше 7,3 м, задаемся новой расчетной длиной сваи в 7,8 м и повторяем расчет. При расчетной длине сваи 7,8 м величина

$$l_3 = 3 + (7,8 - 6,8) = 4 \text{ м}.$$

По предыдущему находим:

$$\gamma_0 = \frac{1,7 \times 1,5 + 1,8 \times 2,3 + 1,9 \times 4}{7,8} = 1,83 \text{ т/м}^3$$

$$f_0 = \frac{1 \times 1,5 + 1 \times 2,3 + 1,5 \times 4}{7,8} = 1,26 \text{ т/м}^2$$

$$l_0 = \frac{8,46 - 10 [1,5 + 0,1 \times 2 \times 1,83 (2,2 - 2)] \times 0,038}{2 \times 1,83 \times 0,038 + 0,69 \times 1,26} = 7,78 \text{ м}.$$

Полученная величина $l_0 = 7,78$ м весьма близка к предположенной $l_0 = 7,8$ м. Принимаем $l_0 = 7,8$ м.

Более точно статический расчет сваи производится по формулам Дмоховского и Дерра.

По формуле Дмоховского:

$$R = \frac{F}{\sin \alpha} \gamma_0 l_0^4 \operatorname{tg}^4 \left(45 + \frac{\varphi_0}{2} \right) + \frac{U}{2} \gamma_0 l_0^2 \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi_0}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi_0.$$

По формуле Дерра:

$$R = F \gamma_0 l_0 \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi_0}{2} \right) + \frac{U}{2} \gamma_0 l_0^2 (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi_0) f_0.$$

В этих формулах (рис. 47):

R —предельная нагрузка на сваю в т;

F —площадь сечения в м²;

α —половина угла заострения сваи;

γ_0 —средневзвешенный объемный вес грунта в т/м³, определяемый, как указано выше; значения γ для разных грунтов приведены в табл. 21;

l_0 —расчетная длина сваи в м;

φ_0 —средневзвешенный угол внутреннего трения грунтов в градусах, определяемый по формуле:

$$\varphi_0 = \frac{\varphi_1 l_1 + \varphi_2 l_2 + \dots + \varphi_n l_n}{l_1 + l_2 + \dots + l_n},$$

U —периметр сваи в м;

f_0 —средневзвешенный коэффициент трения грунта о материал сваи, определяемый по предыдущему.

Как известно, $f = \operatorname{tg} \varphi_0$. Величина коэффициента трения для различных грунтов приведена в табл. 22.

Таблица 22

Значение коэффициента трения f

Название грунта	Характеристика грунта	Коэффициент трения f
Ил и торф		0,1
Глина и суглинок	в твердом состоянии	0,4
	в пластичном состоянии	0,3
	в текучем состоянии	0,2
Супесь	сухая	0,45
	влажная	0,35
	мокрая	0,26
Песок мелкий и пылеватый	сухой	0,5
	влажный	0,4
	мокрый	0,3
Песок средней крупности и крупный	сухой	0,6
	влажный	0,5
	мокрый	0,45
Гравелистый песок и гравий	сухой	0,7
	влажный	0,65
	мокрый	0,55

Коэффициент запаса m для перехода от величины предельной нагрузки на сваю к величине допускаемой нагрузки для формулы Дмоховского берется по табл. 23.

Таблица 23

Средневзвешенный угол трения φ_0	Коэффициент запаса m_d	Средневзвешенный угол трения φ_0	Коэффициент запаса m_d
10	1,0	25	3,0
15	1,4	30	4,0
20	2,0	35	5,0

Для промежуточных значений φ_0 величина коэффициента запаса m_d берется по интерполяции. Для значения $\varphi_0 > 35^\circ$ пользоваться формулой Дмоховского не рекомендуется.

Для формулы Дерра берется следующий коэффициент запаса m_d

$$\varphi_0 \dots \dots \dots 0-20; \quad 35$$

$$m_d \dots \dots \dots 1; 1,25.$$

Для промежуточных значений (между 20 и 35°) величина коэффициента запаса m_d берется по интерполяции.

Обычно формулы Дмоховского и Дерра применяются для определения необходимой длины свай, когда известна допускаемая нагрузка на сваю, найденная по условию прочности материала свай—на сжатие. В этом случае формулы Дмоховского и Дерра примут следующий вид:

$$Al^2 + Bl - m_d P_0 = 0. \quad (4)$$

Величины A и B равны:

$$A = \frac{U}{2} \gamma_0 \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi_0}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi_0,$$

$$B = \frac{F}{\sin \alpha} \gamma_0 \operatorname{tg}^4 \left(45 + \frac{\varphi_0}{2} \right).$$

Для формулы Дерра:

$$A = \frac{U}{2} \gamma_0 (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi_0) f_0,$$

$$B = F \gamma_0 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right),$$

$$P_0 = 10 [\sigma_{\text{сваи}}] F.$$

Таким образом, определение длины свай по Дмоховскому и Дерру сводится к решению квадратного уравнения (4). В уравнение входят φ_0 и γ_0 , являющиеся функцией l_0 . Поэтому уравнение приходится решать, задаваясь величиной l_0 и определяя γ_0 и φ_0 , после чего находить коэффициенты A и B . Найденный корень надо сравнить с принятым l_0 . При расхождении, большем 5%, следует задаться новым значением l_0 и расчет повторить.

Для упрощения расчетов по формулам Дмоховского и Дерра приводится вспомогательная табл. 24.

Таблица 24

Вспомогательная таблица к формулам Дмоховского и Дерра

φ_0	$\operatorname{tg} \varphi_0$	$1 + \operatorname{tg}^2 \varphi_0$	$\operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_0}{2})$	$\operatorname{tg}^4 (45 + \frac{\varphi_0}{2})$	φ_0	$\operatorname{tg} \varphi_0$	$1 + \operatorname{tg}^2 \varphi_0$	$\operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi_0}{2})$	$\operatorname{tg}^4 (45 + \frac{\varphi_0}{2})$
15	0,268	1,072	1,69	2,86	31	0,601	1,361	3,13	9,80
16	0,287	1,082	1,77	3,13	32	0,625	1,391	3,24	10,50
17	0,306	1,094	1,82	3,31	33	0,649	1,421	3,39	11,49
18	0,325	1,106	1,90	3,61	34	0,675	1,456	3,53	12,46
19	0,344	1,118	1,96	3,84	35	0,700	1,490	3,69	13,62
20	0,364	1,132	2,04	4,16	36	0,727	1,529	3,84	—
21	0,384	1,147	2,13	4,54	37	0,754	1,569	4,04	—
22	0,404	1,163	2,19	4,80	38	0,781	1,610	4,20	—
23	0,424	1,180	2,28	5,20	39	0,810	1,656	4,41	—
24	0,445	1,198	2,37	5,62	40	0,839	1,704	4,58	—
25	0,466	1,217	2,46	6,05	41	0,869	1,755	4,80	—
26	0,488	1,238	2,56	6,55	42	0,900	1,810	5,06	—
27	0,510	1,260	2,66	7,08	43	0,933	1,870	5,29	—
28	0,532	1,283	2,76	7,62	44	0,966	1,933	5,57	—
29	0,554	1,307	2,89	8,35	45	1,000	2,000	5,81	—
30	0,577	1,333	2,99	8,94					

Длина заострения свай h принимается $h = (1,5 - 2) d$.

В табл. 25 приводится величина $\sin \alpha$, входящая в формулу Дмоховского, для различной величины заострения свай (промежуточные значения берутся по интерполяции).

Таблица 25

Величина заострения свай	$\operatorname{tg} \alpha$	α	$\sin \alpha$
2,0 d	0,25	14° 03'	0,242
1,9 d	0,26	14° 34'	0,252
1,8 d	0,28	15° 38'	0,270
1,7 d	0,29	16° 10'	0,279
1,6 d	0,31	17° 13'	0,296
1,5 d	0,33	18° 26'	0,316

Динамический метод расчета несущей способности свай. Этот метод заключается в том, что предельное сопротивление свай нагрузке определяется как функция величины погружения свай в грунт (отказа) от ударов бабы и ряда главнейших элементов, определяющих силу удара.

В СССР при динамическом методе расчета применяется формула Герсеванова.

По этой формуле определяются величины отказа по заданной проектной нагрузке на сваю.

Формула Герсеванова имеет следующий вид:

$$R = \frac{nF}{2} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot F}{2}\right)^2 + \frac{n \cdot F}{S} QH \frac{Q + 0,2q}{Q + q}}. \quad (5)$$

Здесь:

R —предельная нагрузка на сваю в кг;

n —коэффициент, зависящий от материала свай в кг/см² (для деревянных свай при забивке без подбабка $n=10$ кг/см², а при забивке с подбабком $n=8$ кг/см²);

F —площадь сечения головы сваи в см²;

S —отказ в см;

Q —вес бабы в кг;

H —высота падения бабы в см;

q —вес свай в кг.

Коэффициент запаса m в формуле Герсеванова принимается: для постоянных сооружений $m=2$; для временных сооружений $m=1,5$.

Обозначая коэффициент запаса через m , можем написать $R=mP_0$, где P_0 —допускаемая нагрузка. Подставив в формулу (5) вместо R величину mP_0 и решая ее относительно S , получим формулу для отказа:

$$S = \frac{nFQH}{m^2 P_0^2 + nm P_0 F} \cdot \frac{Q + 0,2q}{Q + q}, \quad (6)$$

Пример 3 (рис. 48). Определить длину свай $d=27$ см по формуле Дмоховского и величину отказа свай по формуле Герсеванова. Длина заострения свай 45 см. Геологические условия указаны на рис. 48. Свая забивается паровой бабой весом $Q=1000$ кг при высоте подъема $H=2$ м. Забивка производится без подбабка, т. е. $n=10$ кг/см²; коэффициент запаса $m=2$, $l_1=1,5$ м, $l_2=2,1$ м.

Решение. Определяем расчетную нагрузку на сваю по формуле (1). По табл. 5 при диаметре свай $d=0,27$ м— $P_0=20$ т.

Для определения значений γ_0 и φ_0 примем ориентировочно длину свай $l_0=6$ м. Тогда значение $l_3=6-1,5-2,1=2,4$ м. Значения γ_0 и φ_0 , определенные по методу среднего взвешенного, соответственно равны:

$$\gamma_0 = \frac{1,8 \cdot 1,5 + 2 \cdot 2,2 + 1,7 \cdot 2,4}{6} = 1,83 \text{ т/м}^3;$$

$$\varphi_0 = \frac{15 \cdot 1,5 + 27 \cdot 2,1 + 30 \cdot 2,4}{6} = 25,2^\circ.$$

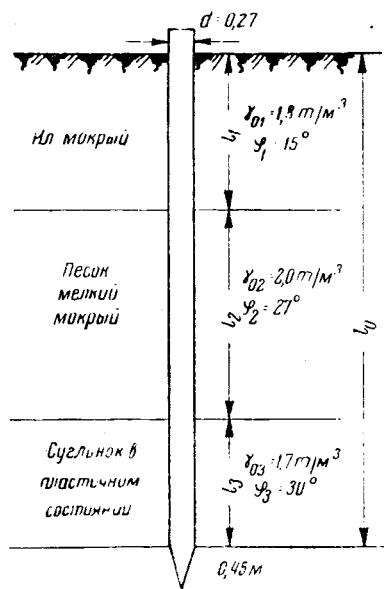


Рис. 48. Расположение свай в грунте

Коэффициент запаса по табл. 23 $m_d = 3$ (точнее $m_d = 3 + \frac{4-3}{5} \cdot 0,2 = 3,04$).

Определяем коэффициенты A и B из уравнения (4):

$$Al_0^2 + Bl_0 - m_d P_0 = 0;$$

для упрощения определения величин A и B пользуемся данными табл. 24 и 25.

$$\text{Коэффициент } A = \frac{U}{2} \gamma_0 \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi_0}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi_0.$$

По табл. 5 при $d=0,27$ м, $U=0,85$ м.

По табл. 24 для $\varphi_0 = 25,2^\circ$ находим:

$$\operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_0}{2}\right) = 2,46 + \frac{2,56 - 2,46}{1} \cdot 0,2 = 2,43,$$

$$\operatorname{tg} \varphi_0 = 0,466 + \frac{0,488 - 0,466}{1} \cdot 0,2 = 0,47.$$

Подставив численные значения, получим:

$$A = \frac{0,85}{2} \cdot 1,83 \cdot 2,48 \cdot 0,47 = 0,93$$

$$\text{Коэффициент } B = \frac{F}{\sin \alpha} \gamma_0 \operatorname{tg}^4\left(45^\circ + \frac{\varphi_0}{2}\right).$$

По табл. 5 $F = 0,0573 \text{ м}^2$.

При длине заострения 0,45 м:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{0,27}{2} : 0,45 = 0,3.$$

По табл. 25 находим:

$$\sin \alpha = 0,279 + \frac{(0,296 - 0,279) \cdot (0,30 - 0,29)}{0,31 - 0,29} = 0,287.$$

По табл. 24 для $\varphi_0 = 25,2^\circ$ определяем:

$$\operatorname{tg}^4\left(45^\circ + \frac{\varphi_0}{2}\right) = 6,05 + \frac{6,55 - 6,05}{1} \cdot 0,2 = 6,15.$$

После подстановок получаем:

$$B = \frac{0,0573}{0,287} \cdot 1,83 \cdot 6,15 = 2,25.$$

Подставив значение A , B , m_d и P_0 , получим уравнение:

$$0,93 l_0^2 + 2,25 l_0 - 3 \cdot 20 = 0.$$

Решая это уравнение относительно l_0 и взяв положительный корень, найдем:

$$l_0 = \frac{-2,25 + \sqrt{2,25^2 + 4 \cdot 0,93 \cdot 60}}{2 \cdot 0,93} = \frac{-2,25 + 14,04}{1,86} = 6,34 \text{ м.}$$

Полученная длина сваи отличается от намеченной $l_0 = 6 \text{ м}$ на величину более 5%. Поэтому задаемся новой длиной сваи $l_0 = 6,35 \text{ м}$ и повторяем расчет:

$$l_3 = 6,35 - 1,5 - 2,1 = 2,75 \text{ м,}$$

$$\gamma_0 = \frac{1,8 \cdot 1,5 + 2 \cdot 2,1 + 1,7 \cdot 2,75}{6,35} = 1,82 \text{ т/м}^3$$

$$\varphi_0 = \frac{15 \cdot 1,5 + 27 \cdot 2,1 + 30 \cdot 2,75}{6,35} = 25^\circ, 4;$$

$$A = \frac{0,85}{2} \cdot 1,82 \cdot 2,5 \cdot 0,475 = 0,92$$

$$B = \frac{0,0573}{0,287} \cdot 1,82 \cdot 6,25 = 2,27;$$

$$0,92 l_0^2 + 2,27 l_0 - 60 = 0;$$

$$l_0 = \frac{-2,27 + \sqrt{2,27^2 + 4 \cdot 0,92 \cdot 60,0}}{2 \cdot 0,92} = 6,35.$$

Полученная длина сваи совпала с намеченной длиной ее $l_0 = 6,35 \text{ м}$. Заготовительную длину бревна для сваи определяют, исходя из следующих соображений: расчетная длина

$l_0 = 6,35$ м, длина острька 0,45 м, длина головы сваи 0,30 м, запас на запиловку головы сваи 0,40 м, всего 7,50 м.

Величину отказа определяем по формуле (6), подставив соответствующие значения Q, H, F, P_0, m, n, q . Все эти величины за исключением q заданы или определены выше. Вес сваи при забивке $q = 0,6 \cdot 0,0573 \cdot 7,5 = 0,258$ т (0,6 — объемный вес древесины).

Величина отказа по формуле Герсеванова равна:

$$S = \frac{nFQH}{m^2P_0^2 + nmP_0F} \cdot \frac{Q + 0,2q}{Q + q} =$$

$$= \frac{10 \cdot 573 \cdot 1000 \cdot 200}{2^2 \cdot 20\,000^2 + 10 \cdot 2 \cdot 20\,000 \cdot 573} \cdot \frac{1000 + 0,2 \cdot 258}{1000 + 258} = 0,52 \text{ см.}$$

Принимая число ударов в последнем залеге равным 10, получим среднее значение отказа от последующего залега:

$$S = 0,52 \cdot 10 = 5,2 \text{ см.}$$

Расчетная длина сваи по формуле Дерра определяется аналогичным образом.

Пример 4. Проверить на прочность и устойчивость опору узкоколейного железнодорожного треугольно-подкосного моста с пролетами $l = 6$ м. Нагрузка — паровоз 159 (рис. 49).

Постоянная нагрузка (проезжая часть, прогоны, подкосы, затяжки) $q = 0,7$ т/м. Собственный вес опоры $Q = 2000$ кг. Высота проезжей части (перильный брус, поперечина, прогона) $h_1 = 1,00$ м. Высота подкосной фермы $h_2 = 3$ м. Высота от нижней горизонтальной схватки до насадки $h_3 = 5$ м. Высота от насадки до дна $h_4 = 6,5$ м.

Расстояние по горизонтали от оси опоры до нижней точки укосины (на уровне нижней горизонтальной схватки) $\frac{B}{2} = 2,9$ м. Расстояние между прогонами $b = 1,5$ м.

Решение. Прогоны моста рассматриваются как разрезные в точках A и C .

Пользуясь методом расчета треугольно-подкосных мостов, строим следующие линии влияния:

для вертикального давления в точке A (рис. 49, в);

для вертикального давления в точке C (рис. 49, г);

для вертикальной составляющей в точке A_1 от усилия в подкосе (рис. 49, д).

Линия влияния для A_1 получается из линии влияния для C путем умножения ее ординат на множитель 0,5; на узел A_1 давление передается от подкосов обоих пролетов.

На нижнюю часть опоры суммарное давление равно

$$A_2 = A + A_1.$$

Суммарная линия влияния A_2 построена на рис. 49, е путем сложения ординат линий влияния для A и A_1 . При этом получается треугольная линия влияния с максимальной ординатой, равной единице на опоре.

Пренебрегая деформацией затяжки и обмятием врубок, предполагаем горизонтальный распор передающимся полностью на затяжку.

Площадь линий влияния:

$$\text{для } A \quad \omega_1 = \frac{1 \cdot 6}{2} = 3 \text{ м,}$$

$$\text{для } A_2 \quad \omega_2 = \frac{1 \cdot 12}{2} = 6 \text{ м.}$$

Вертикальное давление от постоянной нагрузки:

$$A' = q\omega_1 = 0,7 \cdot 3 = 2,1 \text{ т,}$$

$$A'_2 = q\omega_2 = 0,7 \cdot 6 = 4,2 \text{ т.}$$

Вертикальное давление от временной нагрузки определится так же, как от постоянной нагрузки умножением ω_1 и ω_2 на эквивалентную нагрузку q экв.

Эти же значения можно получить непосредственной установкой паровоза 159 на линии влияния A и A_2 (рис. 49).

При этом получим следующие значения:

$$A'' = (0,53 + 0,78 + 1 + 0,78) \cdot 4 = 12,36 \text{ т,}$$

$$A''_2 = (0,3 + 0,6 + 0,15) \cdot 3,9 + (1 + 0,9 + 0,8 + 0,7) \cdot 4 = 3,88 + 13,6 = 17,48 \text{ т.}$$

Давление в точке A с учетом половины веса опоры составляет:

$$A = 2,1 + 12,36 + 1 = 15,46 \text{ т.}$$

Полное давление на опору в точке A_2 равно:

$$A_2 = 4,2 + 17,48 + 2 = 23,68 \text{ т, или около } 24 \text{ т.}$$

Опора (в верхней и нижней части) состоит из двух коренных свай диаметром $d = 24$ см, соединенных поперечными и диагональными схватками.

Коренные сваи испытывают центральное сжатие.

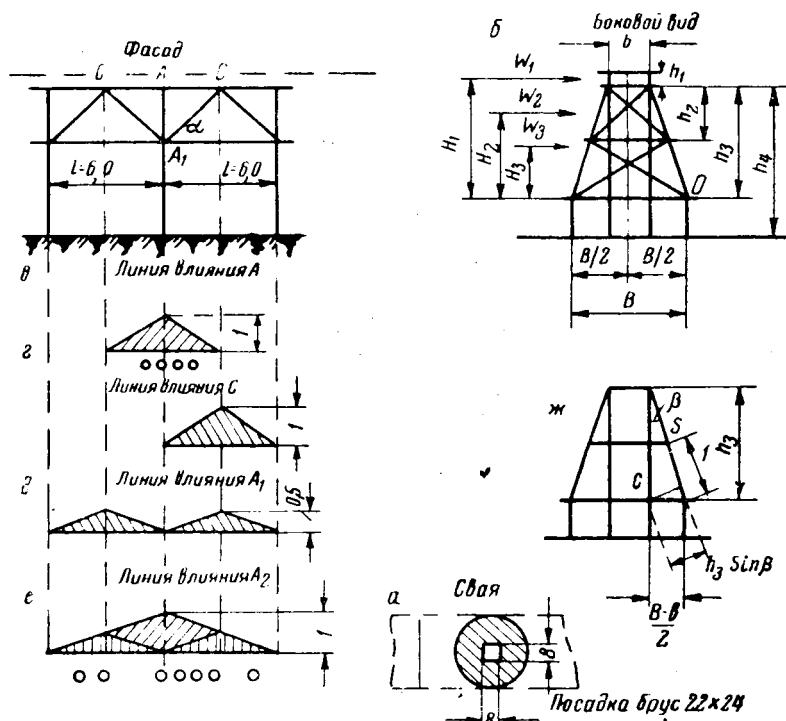


Рис. 49. Расчетная схема свайной опоры подкосного моста

За расчетную длину свай в опорах балочно-подкосных мостов с затяжкой принимается полная длина стоек от затяжки до грунта.

Расчетная длина $l = 3,5$ м.

Площадь поперечного сечения свай:

$$F = 452 \text{ см}^2.$$

Напряжение в свае с учетом продольного изгиба:

$$\sigma = \frac{A_2}{\varphi f_{\text{брутто}}} \leq [\sigma_c].$$

Коэффициент уменьшения допускаемого напряжения при продольном изгибе элементов цельного поперечного сечения определяется по формулам:

$$\varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 \text{ при } \lambda \leq 75; \quad \varphi = \frac{3100}{\lambda^2} \text{ при } \lambda > 75,$$

где λ — гибкость стержня;

$$\lambda = \frac{l_0}{r}.$$

В этой формуле:

l_0 —расчетная длина стержня;

r —соответствующий ей радиус инерции поперечного сечения брутто стержня

$$r = \frac{d}{4} = \frac{24}{4} = 6 \text{ см},$$

$$\lambda = \frac{350}{6} = 58 < 75;$$

$$\varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{58}{100} \right)^2 = 0,73.$$

Тогда

$$\sigma = \frac{0,5 \cdot 24000}{0,73 \cdot 452} \approx 36 \text{ кг/см}^2.$$

Так как сваи работают в условиях переменной влажности, то допускаемые напряжения (для узкоколейных мостов со сроком службы более 5 лет) должны быть понижены на 20%; в данном случае напряжение $[\sigma_c] = 120 \cdot 0,8 = 96 \text{ кг/см}^2$, что значительно больше расчетного напряжения; следовательно, диаметр свай можно уменьшить и проверить их новым расчетом.

На поперечную устойчивость мост проверяется:

а) при отсутствии подвижного состава;

б) при наличии подвижного состава (порожняка) на мосту.

Давление ветра принимается соответственно 200 и 100 кг/м².

а) При отсутствии поезда на мосту давление ветра составляет:

1. На проезжую часть и прогоны высотой 1 м:

$$W_1 = 1 \cdot 6 \cdot 200 = 1200 \text{ кг}.$$

Плечо этой силы относительно точки 0 (рис. 49, б):

$$H_1 = 5 + \frac{1}{2} = 5,5 \text{ м}.$$

2. На подкосную ферму высотой 3 м при коэффициенте заполнения, равном 0,4:

$$W_2 = 3 \cdot 6 \cdot 0,4 \cdot 200 = 1440 \text{ кг}.$$

Плечо этой силы:

$$H_2 = 5 - \frac{3}{2} = 3,5 \text{ м}.$$

3. На опору высотой 5 м:

$$W_3 = 0,24 \cdot 5 \cdot 200 = 240 \text{ кг}.$$

Плечо этой силы:

$$H_3 = \frac{5}{2} = 2,5 \text{ м}.$$

Опрокидывающий момент относительно точки 0:

$$\begin{aligned} M_0 &= 1200 \cdot 5,5 + 1440 \cdot 3,5 + 240 \cdot 2,5 = 6600 + 5040 + 600 = \\ &= 12240 \text{ кгм} = 12,24 \text{ тм}. \end{aligned}$$

Удерживающим моментом является момент от веса моста и опоры.
Вертикальная сила:

$$R = 0,7 \cdot 6 + 2 = 6,2 \text{ т.}$$

Момент этой силы относительно точки 0:

$$M'_y = R \cdot \frac{B}{2} = 6,2 \cdot 2,9 = 18 \text{ тм.}$$

Коэффициент устойчивости на опрокидывание:

$$K = \frac{18}{12,24} = 1,46 > 1,3.$$

б) В присутствии поезда на мосту давление ветра составляет:

1. На проезжую часть:

$$W_1 = 1 \cdot 6 \cdot 100 = 600 \text{ кг с плечом, } H_1 = 5,5 \text{ м.}$$

2. На подкосную ферму:

$$W_2 = 3 \cdot 6 \cdot 0,4 \cdot 100 = 720 \text{ кг с плечом } H_2 = 3,5 \text{ м.}$$

3. На опору:

$$W_3 = 0,24 \cdot 5 \cdot 100 = 120 \text{ кг с плечом } H_3 = 2,5 \text{ м.}$$

4. На подвижной состав высотой 2,2 м:

$$W_4 = 2,2 \cdot 6 \cdot 100 = 1320 \text{ кг.}$$

Плечо этой силы относительно точки 0:

$$H_4 = 5 + 1 + 1,6 = 7,6 \text{ м}$$

(точку приложения ветровой нагрузки следует принимать на высоте 1,6 м от головки рельса).

Опрокидывающий момент относительно точки 0:

$$M_0 = 600 \cdot 5,5 + 720 \cdot 3,5 + 120 \cdot 2,5 + 1320 \cdot 7,6 = 16\,152 \text{ кгм} = 16,15 \text{ тм.}$$

Удерживающий момент от веса порожняка равен

$$M''_y = 1 \cdot 6 \cdot 2,9 = 17,4 \text{ тм.}$$

Суммарный удерживающий момент:

$$M_y = 18 + 17,4 = 35,4 \text{ тм.}$$

Коэффициент устойчивости на опрокидывание:

$$K = \frac{35,4}{16,15} = 2,1 > 1,3.$$

В обоих случаях устойчивость моста достаточная.

Кроме проверки опоры моста на прочность и устойчивость, необходимо проверить напряжения в укосине и насадке.

При действии горизонтальных сил поперек опоры наибольший опрокидывающий момент $M_0 = 16\,152 \text{ кгм}$.

Составив уравнение моментов относительно точки С (рис. 49, ж), находим:

$$M_0 - Sh_3 \sin \beta = 0,$$

откуда усилие в укосине:

$$S = \frac{M_0}{h_3 \sin \beta} = \frac{16152}{5 \cdot 0,396} = 8160 \text{ кг.}$$

Длина укосины:

$$l = \frac{\frac{B}{2} - \frac{b}{2}}{\sin \beta} = \frac{2,15}{0,396} = 5,43.$$

Ввиду наличия поперечных связей (рис. 49, б) за свободную длину примем половину длины укосины:

$$l_0 = \frac{5,43}{2} = 2,7 \text{ м.}$$

Укосина состоит из одного бревна $d=22$ см с площадью поперечного сечения $F=380$ см² и радиусом инерции:

$$r = \frac{d}{4} = \frac{22}{4} = 5,5 \text{ см.}$$

Гибкость равна:

$$\lambda = \frac{270}{5,5} = 49 < 75.$$

Коэффициент уменьшения основного допускаемого напряжения при продольном изгибе:

$$\varphi = 0,81.$$

Напряжение в укосине:

$$\sigma = \frac{8160}{0,81 \cdot 380} = 26,7 \text{ кг/см}^2.$$

При основном допускаемом напряжении для сосны на сжатие $[\sigma_c] = 120$ кг/см² и коэффициенте 0,8 для переменной влажности допускаемое напряжение равно

$$[\sigma_c] = 0,8 \cdot 120 = 96 \text{ кг/см}^2,$$

что значительно больше расчетного напряжения. Следовательно, диаметр укосин можно уменьшить с последующим проверочным расчетом.

Укосины врубаются в сваю одиночным или двойным зубом. Проверка напряжений в сопряжении укосины со сваей производится обычным порядком.

Все коренные сваи связаны поверху насадкой из бруса 24,22 см.

Насадка присоединяется к сваям при помощи шипа $8 \times 8 = 64$ см² (рис. 49, а).

Площадка смятия:

$$F_0 = 452 - 64 = 388 \text{ см}^2.$$

Давление на насадку от временной и постоянной нагрузки:

$$P = 12,36 + 2,10 = 14,46 \text{ т.}$$

Напряжение смятия (при двух сваях):

$$\sigma = \frac{14460}{2 \cdot 388} = 18,7 \text{ кг/см}^2.$$

Допускаемое напряжение на смятие поперек волокон

$$[\sigma_c]_{90^\circ} = 30 \text{ кг/см}^2,$$

что больше расчетного напряжения.

Расчет врубок

Врубкой называется сопряжение элементов деревянных конструкций, передающее усилие от одного элемента другому непосредственно через плоскости смятия и скалывания без вспомогательных рабочих частей.

Ниже рассматриваются только современные врубки, применяемые в инженерных конструкциях.

При проектировании врубок надо руководствоваться следующими указаниями ТУ и Н:

Проектируя сопряжение на врубках, следует по возможности применять врубки, в которых рабочие поверхности смятия получают сквозным пропилом. Применять врубки, требующие долбежной работы, не рекомендуется.

Врубки, как правило, должны быть просты в исполнении, иметь по возможности ясную схему распределения усилий по рабочим поверхностям и доступны для осмотра при эксплуатации конструкций. Глухих гнезд и врубок, задерживающих воду, следует избегать.

В сжатых стыках передача усилий должна, по возможности, происходить непосредственно „торец в торец“, без промежуточных деревянных элементов.

В случае двустепенной или многостепенной передачи усилий от одного элемента другому через коротыши, подушки, накладки и пр. нет уверенности в том, что усилие распределится по нескольким площадкам равномерно, поэтому допускаемое напряжение на смятие следует принимать с коэффициентом 0,50—0,80 в зависимости от плотности и жесткости соединения. В многорядовых сопряжениях и в статически неопределимых системах допускаемое напряжение на скалывание уменьшается на 20%.

Вследствие трудности при производстве работ избежать в местах, ослабленных врубками, сучков, трещин, косослоя и других пороков, а также ввиду наибольшей опасности загнивания древесины в надрезанных местах ослабление элемента конструкции врубками не должно превышать при симметричной врубке 0,60, при односторонней 0,50 от площади сечения целого элемента.

Применяемые в современных искусственных сооружениях врубки можно разделить на три основных типа: лобовые, щечковые и ножничные.

На рис. 50 приведены главнейшие типы лобовых врубок, имеющие наиболее широкое распространение. На рис. 50, *а* и *б* показаны врубки, применяемые при наращивании и сращивании сжатых элементов. Накладки на болтах или гвоздях в данном случае ставятся для придания врубке боковой устойчивости. На рис. 50, *б* показано наращивание вполдерева, являющееся основным типом врубок для бревенчатых стоек. Боковая устойчивость достигается стягиванием болтами.

На рис. 50, *в* изображена лобовая врубка с одиночным зубом. Площадка смятия $a-b$ часто располагается под прямым углом к оси прижимающего сжатого элемента. Рассчитывается такая врубка на смятие и на скалывание. Смятие происходит по площадкам $a-b$ и $b-c$; скалывание по площадке $a-b$. Лобовые врубки с одним зубом являются наиболее простыми в изготовлении и надежными в работе. Наличие одной, а не нескольких рабочих площадок скалывания исключает неопределенность в распределении усилия между отдельными площадками.

В лобовой врубке смятие происходит не вдоль волокон, а под углом, образуемым направлением волокон врубки и нормалью к площадке. При наличии двух соприкасающихся площадок угол различен, поэтому в расчет следует вводить наибольший из двух углов, дающий меньшее значение $[\sigma_{см}]_a$.

Углы β и γ во врубках зубом следует делать равными. Такая врубка называется „биссектрисной“; в этом случае напряжение на смятие по площадке $a-b$ в обоих примыкающих элементах будет одинаковым, а оба элемента равнопрочными.

Если расчетное усилие не может быть воспринято одиночным зубом, проектируется второй зуб (рис. 50, z). При недостаточно точном изготовлении один из зубьев может частично или даже полностью выключиться из работы, что вызовет перегрузку другого зуба. Второй от торца зуб врезается на большую глубину, чем первый, с таким расчетом, чтобы его плоскость скалывания располагалась ниже плоскости скалывания первого зуба. Наличие двух зубьев повышает несущую способность врубки на смятие, что имеет значение при больших углах примыкания элементов.

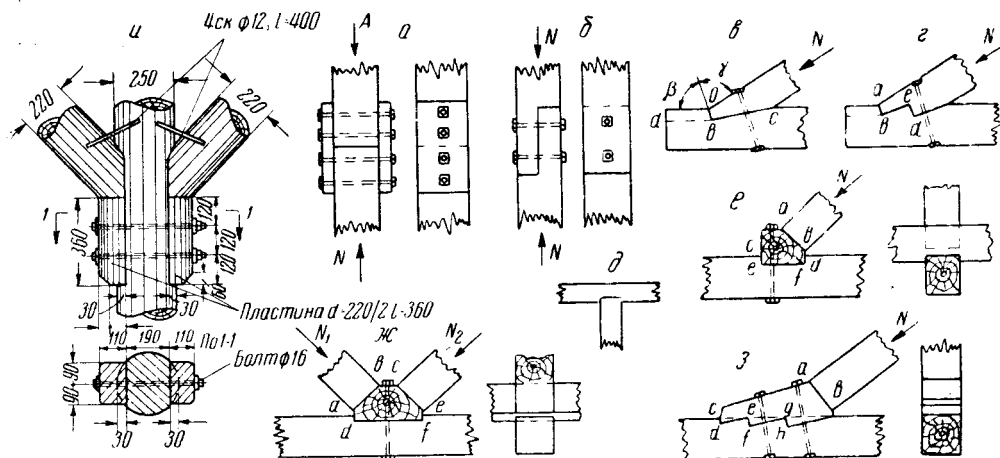


Рис. 50. Главнейшие типы лобовых врубок:

a и b —врубки, применяемые при наращивании и сращивании сжатых элементов; $в$ —лобовая врубка с одним зубом; $г$ —лобовая врубка с двумя зубьями; $д$ —соединение элементов под прямым углом; $е$ —примыкание одного наклонного сжатого элемента к горизонтальному, осуществляемое при помощи подушки; $ж$ —примыкание двух сжатых наклонных элементов к третьему горизонтальному, осуществляемое при помощи подушки; $з$ —„коротыш“, работающий на смятие и скалывание вдоль волокон; $и$ —пример соединения подушек с основным элементом болтами

На рис. 50, $д$ показано примыкание одного элемента к другому под прямым углом. Примыкающий элемент врубается на 1—2 см в элемент, к которому он примыкает.

Примыкание двух сжатых наклонных элементов к третьему, горизонтальному, осуществляемое при помощи подушки, показано на рис. 50, $ж$. Расчет производится: 1) на смятие по площадкам $a-b$ и $c-e$, причем сминающие усилия действуют вдоль волокон наклонных элементов и поперек волокон подушки; 2) на смятие по площадкам $a-d$ или $e-f$ усилием, равным разности горизонтальных проекций усилий N_1 и N_2 ; горизонтальный элемент сминается вдоль волокон, а подушка—поперек волокон; 3) на смятие поперек волокон по площадке $d-f$ усилием, равным сумме вертикальных проекций усилий N_1 и N_2 ; 4) на скалывание поперек волокон подушки по площадке $a-e$ усилием, равным разности горизонтальных проекций усилий N_1 и N_2 .

Так как усилие на подушку действует поперек волокон, то обычно она делается дубовой. Если размеры подушки получаются слишком большими, подушка делается составной с вертикальным швом. Оси всех трех сопрягаемых элементов должны пересекаться в одной точке.

На рис. 50, $е$ показан случай примыкания только одного наклонного элемента. „Коротыш“ на рис. 50, $з$ работает на смятие и скалывание

вдоль волокон. Горизонтальный элемент скалывается по трем плоскостям d , f и h . Для этого следует эти точки располагать на разной высоте. Разность высот точек d , f и h принимают величиной в 1—1,5 см. Длина площадок скалывания $c—e$, $e—g$ и $g—i$ должна быть пропорциональна усилию, приходящемуся на соответствующий зуб. Сам коротыш скалывается по одной плоскости $c—b$. Подушки обычно прикрепляются к основным элементам болтами (рис. 50, $з$, $и$). Примыкание раскосов к стойке (рис. 50, $и$) осуществлено неполным торцовым упором. Достоинством такого соединения является относительно небольшое ослабление сечения стойки.

Щековые врубki (рис. 51) обычно имеют четыре плоскости смятия и скалывания, что создает некоторую неопределенность нагружения отдельных плоскостей при неточном изготовлении врубок, а также неравномерность распределения скалывающих напряжений по длине площадок скалывания. К дополнительным недостаткам щековых врубок относится скалывание под углом к направлению волокон и внецентренное приложение силы по отношению к площадке скалывания. Чем больше угол примыкания элементов и их толщина, тем сильнее влияние последних факторов. Практически расчет должен основываться на результатах испытаний врубок, так как слишком затруднительно раздельно учесть все влияющие факторы.

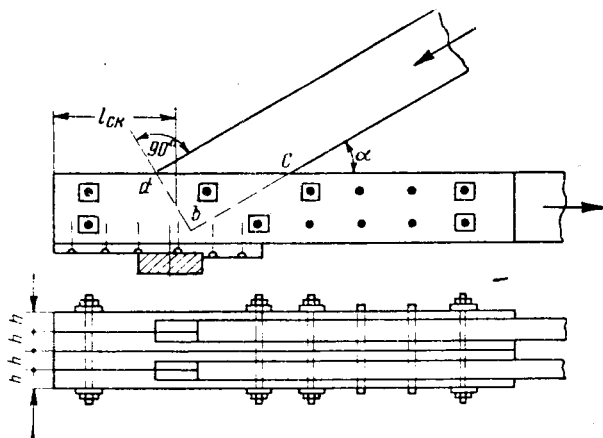


Рис. 51. Соединение на щековых врубках

Скалывание крайних элементов сопровождается отгибом концов наружу. Во избежание отгиба необходимо ставить стяжные болты и периодически их подтягивать, чтобы обеспечить постоянное обжатие по плоскостям скалывания.

Щековые врубki работают на смятие в худших условиях, чем лобовые. Это объясняется тем, что врубка снизу не поддерживается опорой.

Расчет врубок сводится в основном к определению расчетных усилий, действующих на отдельные плоскости смятия и скалывания, и к проверке напряжений по этим плоскостям. Сминающие и скалывающие усилия могут быть определены не только аналитическим способом, но и графическим разложением усилий, действующих в сопрягаемых элементах конструкций; графический расчет дает простое, быстрое и достаточно точное для практических целей решение.

Допускаемое напряжение на смятие определяется в зависимости от угла между действующим усилием и направлением волокон.

Скалывающее усилие определяется с учетом трения ($k_{тр}=0.3$) только в том случае, если обеспечена работа стяжного болта независимо от начального его натяжения.

Расчет ослабленных врубкой элементов (на сжатие и растяжение) должен производиться с учетом ослабления сечения; следует также учитывать возможность появления в ослабленном сечении изгибающих моментов от внецентренного приложения сил.

Лобовая врубка с одним зубом. Расчет на смятие (рис. 52) производится по формуле:

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{N_{\text{см}}}{F_{\text{см}}} \leq [\sigma_{\text{см}}]_{\alpha},$$

где:

$N_{\text{см}}$ —сжимающее усилие в подкосе, направленное перпендикулярно плоскости смятия;

$F_{\text{см}}$ —площадь смятия, равная: для брусчатых элементов $F_{\text{см}} = \frac{h_{\text{вр}}}{\cos \alpha} b$,
для элементов из круглого леса $F_{\text{см}} \approx 0,71 f a [h_{\text{вр}}]$ —глубина врубки;

b —ширина бруса; a —хорда сегмента, равная $a = 2 \sqrt{f(d-f)}$;

f —стрелка сегмента a (глубина врубки); d —диаметр бревна;

$[\sigma_{\text{см}}]_{\alpha}$ —допускаемое напряжение на смятие под углом α ;

$$[\sigma_{\text{см}}]_{\alpha} = \frac{[\sigma_{\text{см}}]}{1 + \left(\frac{[\sigma_{\text{см}}]}{[\sigma_{\text{см}}]_{90^\circ}} - 1 \right) \sin^3 \alpha},$$

где:

$[\sigma_{\text{см}}]$ —допускаемое напряжение на смятие вдоль волокон;

$[\sigma_{\text{см}}]_{90^\circ}$ —допускаемое напряжение на смятие поперек волокон.

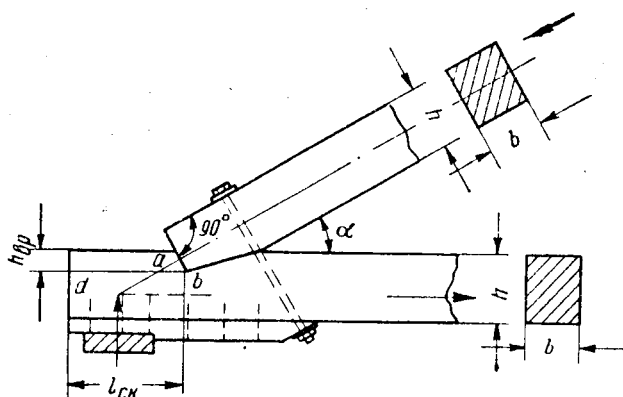


Рис. 52. Соединение на лобовой врубке с одним зубом

Расчет на скалывание. Расчет на скалывание производится по формуле:

$$\tau = \frac{N_{\text{ск}}}{F_{\text{ск}}} \leq [\tau_{\text{ск}}],$$

где:

$N_{\text{ск}}$ —скалывающее усилие во врубке, равное проекции усилия в верхнем поясе (или подкосе) на ось нижнего пояса; $N_{\text{ск}} = N \cos \alpha$;

$F_{\text{ск}}$ —площадь скалывания, равная: для брусчатых элементов $F_{\text{ск}} = l_{\text{ск}} \cdot b$, для бревенчатых элементов $F_{\text{ск}} = l_{\text{ск}} \cdot a$ (здесь $l_{\text{ск}}$ —длина площадки скалывания, b —ширина бруса, a —хорда сегмента);

$[\tau]$ —допускаемое напряжение на скалывание вдоль волокон в лобовых врубках.

Учитываемая в расчете длина $l_{\text{ск}}$ площадки скалывания должна быть равной

$$4h_{\text{вр}} \leq l_{\text{ск}} \leq 10h_{\text{вр}} \text{ и не менее } 20 \text{ см.}$$

Глубина врезки $h_{\text{вр}}$ в промежуточных узлах сквозных конструкций должна быть не более $1/4 h$, в крайних узлах—не более $1/3 h$ (h —высота

сечения бруса в направлении врезки или диаметр бревна). Наименьшая допустимая глубина врезки в брусья и окантованные бревна—2 см, в неокантованные бревна—3 см.

Растягивающее усилие в стяжном болте с учетом сил трения можно определить по формуле:

$$N_6 = N_{\text{см}} \operatorname{tg} (73^\circ - \alpha),$$

где α —угол наклона резьбы болта, при метрической резьбе представляющий собой равносторонний треугольник с углом при вершине $\alpha = 60^\circ$, при дюймовой резьбе—равнобедренный треугольник с углом при вершине $\alpha = 55^\circ$.

Необходимая площадь болта в ослабленном нарезкой месте равна

$$F_6 = \frac{N_6}{0,9\sigma_T},$$

где σ_T —предел текучести стали, из которой изготовлен болт; для стали марки Ст. 3— $\sigma_T = 2500$ кг/см².

Лобовая врубка с двойным зубом. Расчет на смятие производится по формуле:

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{N_{\text{см}}}{F'_{\text{см}} + F''_{\text{см}}} \leq [\sigma_{\text{см}}]_z,$$

где $F'_{\text{см}}$ и $F''_{\text{см}}$ —площадки смятия первого (от торца) и второго зубьев.

Часть усилия, приходящаяся на первый зуб, определится из равенства:

$$N'_{\text{см}} = \frac{F'_{\text{см}}}{F'_{\text{см}} + F''_{\text{см}}} N_{\text{см}}.$$

Каждому зубу соответствует своя площадка скалывания. Усилие, действующее на верхнюю площадку скалывания, находят из выражения:

$$N'_{\text{ск}} = N'_{\text{см}} \cos \alpha = \frac{F'_{\text{см}}}{F'_{\text{см}} + F''_{\text{см}}} N_{\text{см}} \cos \alpha,$$

где α —угол наклона верхнего пояса (или подкоса).

Расчет на скалывание (на глубине врубки первого зуба) производят по формуле:

$$\tau' = \frac{N'_{\text{ск}}}{F'_{\text{ск}}} \leq 0,7 [\tau].$$

Здесь:

$F'_{\text{ск}}$ —площадка скалывания первого зуба, определяемая из выражения $F'_{\text{ск}} = b' l'_{\text{ск}}$, где b' —ширина плоскости скалывания на глубине врубки первого зуба; $l'_{\text{ск}}$ —длина плоскости скалывания, которая для первого зуба должна быть в пределах не менее $4h'_{\text{вр}}$ и 20 см, но не более $10h'_{\text{вр}}$, а для бруса—не более $2d$ или $2h$; 0,7—коэффициент снижения допускаемого напряжения скалывания по площадке у первого зуба (неточность изготовления и пригонки).

Расчет на скалывание на глубине врубки второго зуба производят по формуле:

$$\tau'' = \frac{N_{\text{ск}}}{b'' l_{\text{ск}}} \leq [\tau],$$

где:

$N_{\text{ск}}$ —полная сила сдвига по площади у второго зуба, $N_{\text{ск}} = N_{\text{см}} \cos \alpha$;
 b'' —ширина плоскости скалывания на глубине врезки второго зуба;
 $l_{\text{ск}}''$ —длина плоскости скалывания у второго зуба; $l_{\text{ск}}'' = l_{\text{ск}}' + a = l_{\text{ск}}' + \frac{h}{2 \sin \alpha}$, где h —высота бруса или диаметр верхнего пояса.

Расчетная длина нижней площадки скалывания должна быть не более десятикратной глубины врезки второго зуба.

Расчет врубок с подушками производится по формуле:

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{N_{\text{см}} \cos \alpha}{F_{\text{см}}} \leq [\sigma_{\text{см}}],$$

где:

$N_{\text{см}} \cos \alpha$ —сминающее усилие по торцу врубки;
 $F_{\text{см}}$ —площадь смятия.

§ 18. СОЕДИНЕНИЯ НА ШПОНКАХ, БОЛТАХ И НАГЕЛЯХ

Деревянные шпонки

Шпонками называют деревянные или металлические вкладыши, препятствующие взаимному сдвигу соединяемых элементов.

Вследствие внецентренного приложения сил к шпонке последняя стремится повернуться в гнезде. Для погашения распора в соединении ставятся стяжные болты, которые являются неотъемлемой рабочей частью шпоночного соединения.

Шпоночные соединения имеют недостатки, ограничивающие область их применения. Главнейшими из недостатков являются: затруднительность сборки и пригонки (малая плотность соединения); значительное ослабление сечений сопрягаемых элементов из-за сквозного пропила, трудоемкость изготовления шпонок, которое может быть поэтому поручено только высококвалифицированным рабочим при опытном техническом надзоре.

В практике нашего строительства из большого числа различных типов шпонок в настоящее время применяют деревянные призматические шпонки, металлические прямоугольные и стальные гладкие кольцевые.

Соединения на деревянных призматических шпонках. Призматические шпонки бывают продольные (с продольным направлением волокон древесины) и поперечные (с поперечным направлением волокон древесины). Они применяются при сплачивании брусьев или бревен в составных балках и стыках, а также в некоторых узловых примыканиях подкосных систем. Одиночные (рис. 53, а) и двойные (рис. 53, б) клинья, из которых состоит шпонка, с двух сторон заколачиваются в балку, чем обеспечивается плотное прилегание шпонок. Конструкцию предварительно собирают и стягивают болтами, после чего шпонки ставят с плотной заклинкой. Длина шпонок-клиньев бывает обычно на 2—3 см больше ширины брусьев. Скос граней шпонок принимают $1/7$ — $1/10$. Балки либо плотно лежат одна на другой, либо, что лучше, могут иметь небольшой зазор, равный $0,1h$, в тех местах, где проходят болты, рекомендуется помещать деревянные прокладки (рис. 53, г).

Расстояние между шпонками в свету принимается равным не менее длины шпонки, но не менее десяти глубин врезки $h_{\text{вр}}$.

Если балка состоит более чем из двух частей, шпонки располагают в шахматном порядке так, чтобы в поперечном сечении не встречалось более одной шпонки.

Глубина врезки $h_{вр}$ шпонок составляет: $2 \text{ см} \leq h_{вр} \leq \frac{1}{5} h$ для брусьев и $3 \text{ см} \leq h_{вр} \leq \frac{1}{4} d$ для бревен. Отношение длины шпонки $l_{шп}$ к глубине врезки $h_{вр}$ при сплачивании без зазора должно быть не менее 5, а при сплачивании с зазором длина шпонки $l_{шп} \geq 2,5 h_{вр}$.

Некоторую разновидность шпонок представляют собой так называемые колодки—деревянные продольные шпонки большой мощности и

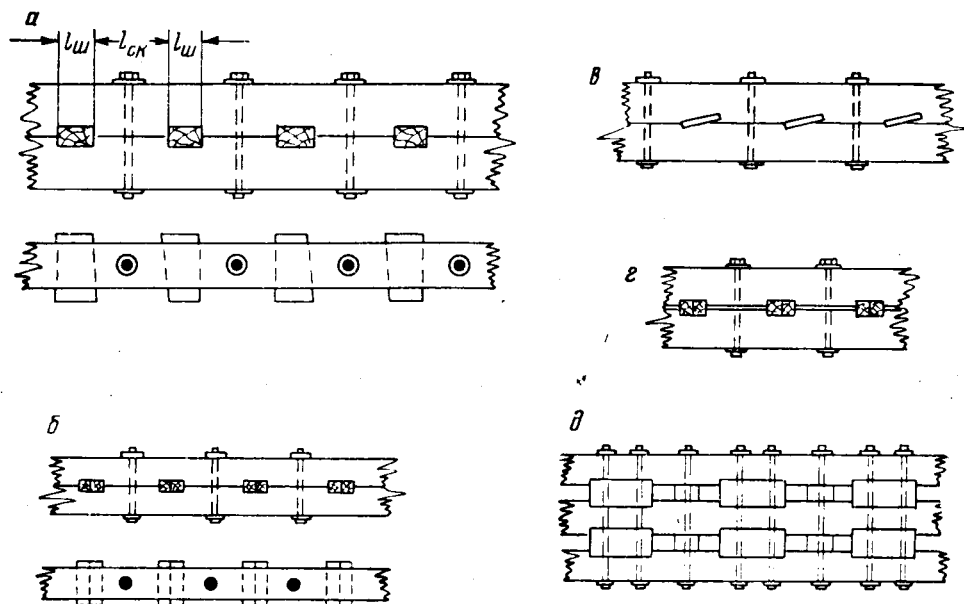


Рис. 53. Составная балка:

а—на поперечных шпонках (одиночные клинья); *б*—на поперечных шпонках (двойные клинья); *в*—на продольных шпонках; *г*—соединение с зазором и деревянными прокладками в местах прохода болтов; *д*—составная балка на колодках

жесткости. В соединениях на колодках зазор между сплачиваемыми элементами делается не менее 4 см, но не более половины высоты или диаметра элемента. Длина колодки назначается не менее $2\frac{1}{2}$ -кратной высоты колодки.

Болты, воспринимающие распор, обычно пропускают через колодки, по два болта на колодку.

Преимущество балок или стоек на колодках заключается в том, что они могут иметь значительную высоту, что увеличивает момент инерции сечения. Кроме того, такие балки хорошо проветриваются, чем уменьшается возможность загнивания. Колодки могут изготавливаться из того же материала, что и сплачиваемые элементы, чем достигается некоторая экономия в затратах средств на строительство. Колодки часто применяют в незащищенных конструкциях, мостах, эстакадах.

Прямоугольные стальные шпонки

Если через стык передаются значительные растягивающие усилия, чаще всего применяют железные накладные с прикрепленными к ним шпонками из полосового или уголкового железа (рис. 54, *а*), которые

врезаются в дерево. Такая конструкция требует клепки, поэтому удорожает соединение. Несмотря на это, при значительных растягивающих усилиях она является часто вполне целесообразной.

Весьма удобно перекрывать стыки накладками и шпонками из полосового железа, которые удерживаются только стяжными болтами (рис. 54, б). При такой конструкции не требуется клепки, в связи с чем

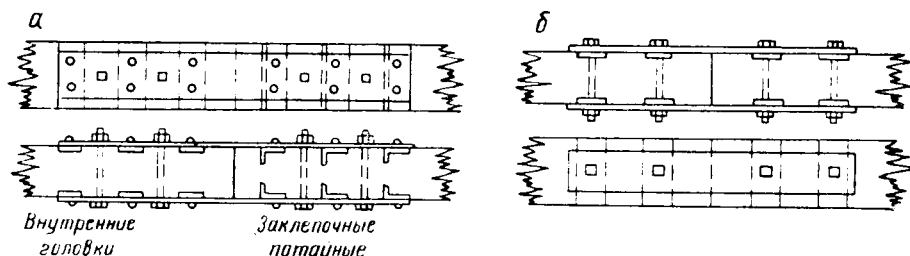


Рис. 54. Сращивание при помощи железных накладок и шпонок: а—сращивание при помощи железных накладок с прикрепленными к ним шпонками; б—сращивание при помощи железных накладок и шпонок из полосового железа (без клепки)

она получила в последнее время широкое применение. Растягивающее усилие передается в соединяемых брусках через накладки при помощи указанных шпонок из полосового железа и болтов, работающих на срез.

Разрезные гладкие кольцевые шпонки

Кольцевая шпонка дает возможность конструировать узлы со значительными растягивающими и сжимающими усилиями. Присоединение растянутых или сжатых элементов решетки к поясам фермы не пред-

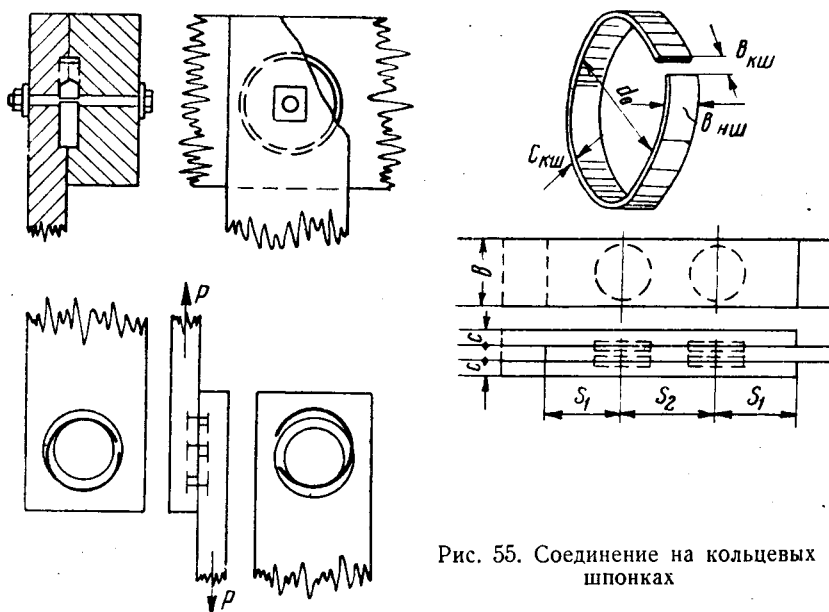


Рис. 55. Соединение на кольцевых шпонках

ставляет затруднений, поэтому для деревянных ферм можно применять те же системы решетки, что и для металлических, и вполне точно центрировать оси всех сходящихся в узле стержней.

Кольцевая шпонка представляет собой согнутый в кольцо кусок полосовой стали толщиной 3—4 мм и шириной 20—35 мм. Кольцо делается незамкнутым (рис. 55), с зазором, равным 0,1 d внутреннего диаметра.

В соединяемых элементах для закладки кольца выбираются желобки, по ширине равные толщине полосового железа, а по глубине—половине его ширины. Соединение стягивается болтом, проходящим через центр кольца. Если верхний и нижний пояса состоят из одного бруса, для достижения симметричного прикрепления раскосы следует составлять из двух брусьев, располагая их по обе стороны брусьев пояса. Если же пояса составлены из двух брусьев, раскосы надо подбирать из одного бруса, пропускаемого между брусьями пояса, или из трех, из которых один пропускать внутри между брусьями поясов, а два—снаружи.

При сдвиге сплавляемых элементов кольцо сжимается или растягивается, пока не прижмется одной половиной к наружной стенке желобка, а другой—к внутренней. Таким образом всегда обеспечивается правильное распределение передаваемого усилия поровну между внешней частью бруса (снаружи кольца) и его внутренней частью, называемой сердечником.

Если бы кольцо было сделано глухим (без разреза), оно не могло бы ни сжиматься, ни растягиваться и при некоторой неточности изготовления всего соединения прижималось бы или только к сердечнику, или только к внешней части окружности врубки, что вдвое уменьшает площадь передачи давления. Конструирование соединений на кольцевых шпонках весьма просто. Кольцевые шпонки применимы при любых пролетах и способны воспринять значительные усилия, но требуют высокой точности изготовления и сухих пиломатериалов, что весьма ограничивает их применение в практике строительства.

Расчет шпоночных соединений

Призматические деревянные шпонки. Допускаемое на шпонку усилие по прочности на смятие определяется из равенства:

$$[T_{\text{шп}}]_{\text{см}} = F_{\text{см}} [\sigma_{\text{см}}],$$

где:

$F_{\text{см}}$ —площадь смятия одной шпонки;

$[\sigma_{\text{см}}]$ —допускаемое напряжение на смятие, принимаемое для поперечных дубовых шпонок равным 50 кг/см², а для продольных сосновых шпонок и колодок—100 кг/см².

Для брусьев шириной b при глубине врезки шпонки $h_{\text{вр}}$ площадь смятия равна:

$$F_{\text{см}} = b \cdot h_{\text{вр}}.$$

Для бревен площадку смятия принимают:

$$F_{\text{см}} = \frac{2}{3} b \cdot h_{\text{вр}},$$

где b —хорда скалываемой части бревна.

Допускаемое на шпонку усилие по прочности на скалывание определяют из выражения:

$$[T_{\text{шп}}]_{\text{ск}} = F_{\text{ск}} [\tau],$$

где $[\tau]$ —допускаемое напряжение на скалывание древесины шпонки, принимаемое для поперечных дубовых шпонок равным 8 кг/см² и для продольных сосновых шпонок и колодок—10 кг/см².

Площадь скалывания шпонки равна:

$$F_{\text{ск}} = b \cdot l_{\text{шп}},$$

где:

b —ширина плоскости скалывания (ширина шпонки);

$l_{\text{шп}}$ —длина шпонки.

Допускаемое на шпонку усилие по прочности бруса (или бревна) на скалывание определяют из выражения:

$$[T_{\text{шп}}]_{\text{ск}}' = F_{\text{ск}}' [\tau]_{\text{бр}} = b' l_{\text{ск}} [\tau]_{\text{бр}}.$$

В этом выражении:

b' —ширина бруса или хорды скалываемой части бревна;

$l_{\text{ск}}$ —расстояние между шпонками в свету (длина площадки скалывания), величина которого принимается не менее длины шпонки и не более десяти глубин врезки $h_{\text{вр}}$;

$[\tau]_{\text{бр}}$ —допускаемое напряжение на скалывание в брусках или бревнах.

Допускаемые напряжения на скалывание принимаются с введением поправочного коэффициента: при поперечных дубовых шпонках—0,85, при продольных сосновых шпонках или колодках—0,7. Поправочный коэффициент учитывает неблагоприятные условия работы на скалывание бревен или брусков на участке между шпонками при неравномерном распределении между ними сил сдвига.

Допускаемое расчетное усилие на шпонку равно минимальному значению $[T_{\text{шп}}]$, полученному из трех приведенных выше выражений.

Болты, стягивающие брусья при сплачивании без зазора, рассчитываются по усилию:

$$N_6 = T_{\text{шп}} \frac{h_{\text{вр}}}{l_{\text{шп}}},$$

а при сплачивании с зазором по усилию:

$$N_6 = T_{\text{шп}} \frac{h_{\text{вр}} + S_0}{l_{\text{шп}}},$$

где:

$T_{\text{шп}}$ —сдвигающее усилие, приходящееся на одну шпонку;

S_0 —зазор между сплачиваемыми элементами.

Прямоугольные стальные шпонки. Планки рассчитываются на разрыв, а шпонки на изгиб в сечениях, ослабленных заклепками и болтами. Деревянный элемент проверяется на смятие и скалывание под шпонкой и на разрыв в ослабленном сечении.

Усилие $T_{\text{шп}}$, воспринимаемое шпонкой, получают делением полного усилия в элементе на число шпонок по одну сторону стыка.

При одной или двух шпонках в ряду с достаточной точностью можно считать распределение усилия между шпонками равномерным. При большем числе шпонок в ряду вследствие неточности зарезки гнезд отдельные шпонки неизбежно работают с перенапряжением. При расчетах это учитывают при трех рядах шпонок введением коэффициента $k=0,9$, а при четырех рядах шпонок—коэффициента $k=0,8$. По усилию, приходящемуся на шпонку, рассчитывают на срез и смятие заклепки, прикрепляющие шпонку к планке.

Толщина шпонки $h_{\text{шп}}$ определяется по смятию древесины вдоль волокон, а расстояние между шпонками e —по скалыванию вдоль волокон.

Болты работают на растяжение и на срез. Растягивающее усилие Q_6 , воспринимаемое болтом, можно условно определить по формуле:

$$Q_6 = T_{\text{шп}} \frac{h_{\text{шп}}}{l_{\text{шп}}},$$

где $l_{\text{шп}}$ —ширина шпонки.

Работа болтов на срез обычно не учитывается.

Разрезные гладкие кольцевые шпонки. Допускаемая нагрузка $[T_{\text{кш}}]$ на одну кольцевую шпонку определяется из условия прочности древе-

сины на смятие и скалывание. Если передаваемое шпонкой усилие направлено вдоль волокон элемента, за допускаемое усилие на одну шпонку принимают меньшее из двух значений:

$$[T_{\text{кш}}]_{\text{см}} = F_{\text{см}} [\sigma_{\text{см}}] = b_{\text{шп}} d_0 [\sigma_{\text{см}}];$$

$$[T_{\text{кш}}]_{\text{ск}} = F_{\text{ск}} [\tau] = \frac{\pi d_0^2}{2} [\tau],$$

где:

$b_{\text{шп}}$ —ширина кольцевой шпонки;
 d_0 —внутренний диаметр шпонки;
 $[\sigma_{\text{см}}]$ —допускаемое напряжение смятия вдоль волокон;
 $[\tau]$ —допускаемое напряжение скалывания вдоль волокон.

За площадь скалывания условно принята удвоенная площадь сердечника, а за площадь смятия—диаметральная плоскость.

При направлении передаваемого шпонкой усилия поперек волокон элемента допускаемое усилие на одну шпонку принимается равным

$$[T_{\text{кш}}]_{90^\circ} = 0,4 [T_{\text{кш}}],$$

где $[T_{\text{кш}}]$ —расчетное допускаемое усилие на шпонку при ее работе вдоль волокон.

Если передаваемое шпонкой усилие направлено под углом к волокнам элемента, допускаемое усилие на одну шпонку определяется из выражения:

$$[T_{\text{кш}}]_{\alpha} = \frac{[T_{\text{кш}}]}{1 + \left(\frac{[T_{\text{кш}}]}{[T_{\text{кш}}]_{90^\circ}} - 1 \right) \sin^3 \alpha} = \frac{[T_{\text{кш}}]}{1 + 1,5 \sin^3 \alpha}.$$

Расстояние от центра кольца до торца доски должно быть не менее $1,5d_0$ в растянутых элементах и d_0 в сжатых элементах, а между центрами соседних колец вдоль доски (в сжатых и растянутых элементах) не менее $2d_0$.

При проверке напряжения в соединяемых элементах площадь ослабления элемента одним кольцом принимают равной:

$$F_{\text{осл}} = \frac{b_{\text{кш}}}{2} (d_0 + 2c_{\text{кш}}),$$

где $b_{\text{кш}}$ и $c_{\text{кш}}$ —ширина и толщина кольца.

Кроме того, необходимо учесть площадь ослабления отверстием для болта.

Сортамент гладких кольцевых шпонок приведен в табл. 26.

Таблица 26

Сортамент гладких кольцевых шпонок

Внутренний диаметр кольца в см d_0	Ширина кольца в см b	Толщина кольца в см c	Диаметр болта в см	Сторона шайбы в см	Толщина шайбы в см	Наименьшие размеры досок в см	
						толщина	ширина
18	3,5	0,40	1,6	6	0,4	7	22
16	3,0	0,35	1,6	6	0,4	6	20
14	2,5	0,30	1,6	6	0,4	6	18
12	2,5	0,30	1,6	6	0,4	6	16
10	2,0	0,30	1,2	5	0,4	6	14

Болтовые соединения

Стяжные болты обычно служат центровыми направляющими при сборке деревянных конструкций. Они облегчают монтаж деревянных конструкций и обеспечивают при правильной эксплуатации полное соприкосновение элементов в узлах и стыках.

Кроме того, при правильных размерах и рациональном размещении стяжных болтов может быть достигнуто существенное увеличение надежности работы конструкции.

В узловых и стыковых сопряжениях на врубках или шпонках стяжной болт, как правило, в пределах расчетных нагрузок работает только на незначительное растяжение, обусловленное начальной затяжкой или влиянием распора.

В случае разрушения основного элемента болт вступает в работу как нагель. При чрезмерной жесткости сечения болта последний, почти не увеличивая надежности сопряжения, может, не изгибаясь, выколоть край доски.

Если болт достаточно тонок (соответственно толщине сопрягаемых досок), он изгибается ранее, чем произойдет скалывание. Изогнувшись, болт начинает работать как цепь и своим натяжением создает значительное трение, препятствующее полному разрушению сопряжения. Особенно велико значение работы болта как цепи в жестких соединениях из хрупкого материала, которые могут разрушиться от скалывания при малом усилии. В некоторых старых брусчатых деревянных конструкциях удачно расставленные болты предотвращали внезапное аварийное обрушение всей конструкции.

Лучше поставить несколько более тонких болтов вместо одного толстого. Расчет болта приводится в расчетах лобовых врубок и шпоночных соединений.

Нагельные соединения

Нагелями называют цилиндрические или пластинчатые вкладыши, плотно защемляемые в сплавляемых элементах. Работая на изгиб, нагели препятствуют взаимному сдвигу элементов. Кроме изгиба, нагель работает на срез.

Наиболее распространенными типами нагелей являются: 1) круглый стальной стержень, 2) гвоздь, 3) круглый дубовый нагель и 4) пластинчатый дубовый или березовый нагель (в защищенных от увлажнения конструкциях).

Нагельные соединения применяются главным образом при стыковании растянутых элементов деревянных конструкций (круглая сталь), при продольном сплачивании досок или брусьев в составных сечениях, работающих на поперечный изгиб и сжатие с изгибом (пластинчатые нагели), и в узловых сопряжениях сквозных конструкций при слабо работающей решетке (гвозди, круглая сталь).

Передача нагелем усилий происходит вследствие упругого сопротивления его на изгиб и работы на смятие нагельного гнезда.

Характер работы и метод расчета самого нагеля в основном определяется его изгибом (рис. 56). Изгибаясь, нагель, защемленный в толще сопрягаемых элементов, погашает момент, создаваемый внецентренным приложением сил; поэтому нагельное соединение в отличие от шпоночного является безраспорным.

Теоретически сопряжения на нагелях не нуждаются в стяжке сопрягаемых элементов, однако для предотвращения расстройств сопряжения от усушки, коробления и других случайных причин постановка стяжных болтов все-таки необходима. При тщательной пригонке стяжные

болты (кроме прямого их назначения) можно рассматривать как полноценно работающие нагели.

В зависимости от характера приложения внешних сил и количества пересекаемых одним нагелем рабочих плоскостей сплачивания (швов)

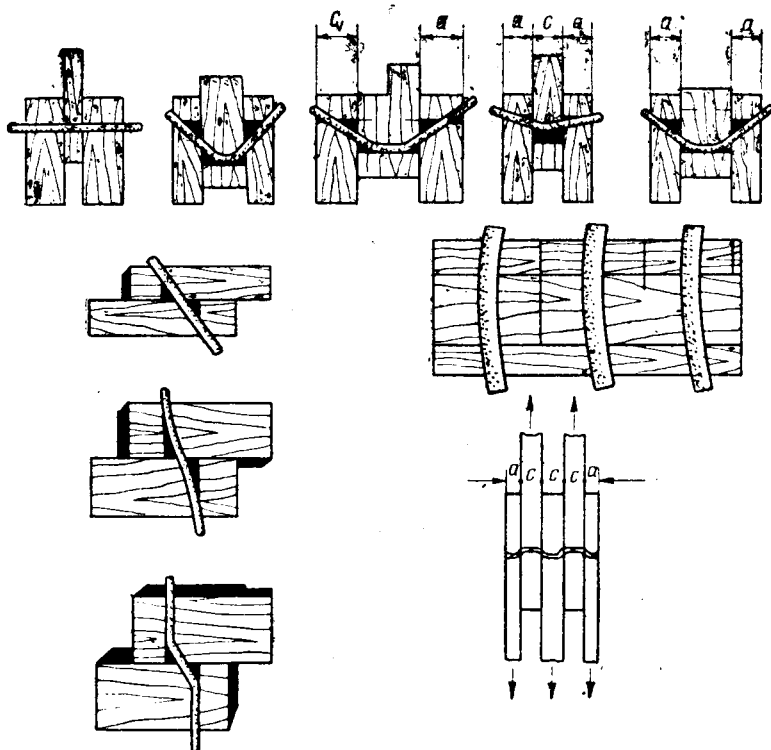


Рис. 56. Разрушение дубового нагеля от изгиба

различают: а) соединения симметричные и несимметричные; б) соединения односрезные, двухсрезные и многосрезные.

Расчет нагелей

За расчетное допускаемое усилие $[T_n]$ на один срез цилиндрического нагеля или гвоздя в сопряжениях элементов из сосны и ели при учете только основных силовых воздействий принимается меньшее из значений, определяемых по данным табл. 27.

Числовой коэффициент (входящий в формулы) определен на основании экспериментальных исследований; он характеризует жесткость нагеля и податливость древесины и выражается в кг/см^2 .

Для определения допускаемого усилия на один „срез“ цилиндрического нагеля при направлении усилия под углом α к волокнам умножают допускаемое усилие, вычисленное по табл. 27:

а) на коэффициент k_α (табл. 28), если расчет ведется из условия смятия элементов;

б) на $\sqrt{k_\alpha}$, если расчет ведется из условия изгиба нагеля.

В сопряжениях элементов из древесины других пород допускаемое усилие на один „срез“ цилиндрического нагеля или гвоздя также определяется по формулам, приведенным в табл. 27. Полученное усилие умножают на коэффициент из табл. 3.

Таблица 27

Данные для расчета цилиндрических нагелей и гвоздей

Тип нагелей	Направление усилия	Допускаемое усилие при расчете на			
		изгиб нагеля $[T_n]_и$	смятие крайнего элемента $[T_n]_а$	смятие среднего элемента	
				в симметричных сопряжениях $[T_n]_с$	в несимметричных сопряжениях $[T_n]_с$
Проволочные круглые	Под любым углом	300 d^2_r	50а d_r	40с d_r	30с d_r
Стальные цилиндрические	Вдоль волокон	200 d^2_n	50а d_n	40с d_n	30с d_n
Дубовые цилиндрические	То же	50 d^2_n	30а d_n	20с d_n	20с d_n

Примечание. d_r и d_n —диаметр гвоздя или нагеля в см; а—толщина крайнего элемента или расчетная длина защемления конца гвоздя (в см); с—толщина среднего элемента (в см).

Таблица 28

Значение K_α

α (в градусах)	Для стальных цилиндрических нагелей диаметром		Для дубовых цилиндрических нагелей
	$d_n \leq 1,6$ см	$d_n > 1,6$ см	
0—10	1	1	1
30	0,9	0,8	1
50	0,8	0,65	0,8
70	0,7	0,55	0,7
90	0,7	0,5	0,65

Количество нагелей m , которое необходимо поставить в соединении для передачи расчетного усилия N_p , определяется по формуле:

$$m = \frac{N_p}{n [T_n]},$$

где:

$[T_n]$ —расчетное допускаемое усилие на один срез нагеля;
 n —количество расчетных срезов нагеля.

Выбирая диаметр нагеля, следует отдавать предпочтение меньшим диаметрам и соответственно большему числу нагелей в соединении. Нагели малых диаметров меньше ослабляют соединяемые элементы и вызывают меньший расход стали. Работа большего числа мелких и гибких нагелей более надежна, так как меньше зависит от случайных дефектов древесины.

Расстояние между осями цилиндрических нагелей, независимо от направления усилия, как правило, должно быть не менее величин, указанных в табл. 29.

При толщине пакета $b \leq 10 d_n$ допускается принимать $S_1 = 6 d_n$; $S_2 = 3 d_n$; $S_3 = 2,5 d_n$ для стальных нагелей; $S_1 = 4 d_n$; $S_2 = S_3 = 2,5 d_n$ для дубовых.

В гвоздевых сопряжениях применяют прямую, шахматную и косую расстановку гвоздей. Расстояние от оси крайнего гвоздя до торца не должно быть меньше $15 d_{гв}$. Расстояние между осями соседних гвоздей

Расстояние между осями цилиндрических нагелей

Расстояние	Цилиндрические нагели	
	стальные	дубовые
Между осями нагелей вдоль волокон и от торца (S_1)	$7d_n$	$5d_n$
Между осями нагелей поперек волокон (S_2)	$3,5d_n$	$3d_n$
От края поперек волокон (S_3)	$3d_n$	$2,5 d_n$

в одной риске вдоль волокон должно быть не меньше $15 d_{гв}$, если толщина забиваемой доски равна или больше $10 d_{гв}$, и не меньше $25d_{гв}$, если толщина доски равна $4 d_{гв}$. Для промежуточных значений толщины досок расстояния между осями гвоздей определяют по интерполяции.

Расстояние от крайнего ряда гвоздей до продольной кромки доски, а также между продольными рядами гвоздей должно быть не менее $4 d_{гв}$, а при расстановке косыми рядами с наклоном до 45° расстояние между рядами может быть уменьшено до $3 d$.

При определении расчетной длины гвоздя следует учитывать возможность зазоров между досками по 2 мм на каждый шов. Из длины гвоздя следует также вычесть заостренную часть гвоздя, принимаемую равной $1,5 d_{гв}$.

В сопряжениях на цилиндрических нагелях ставятся стяжные болты в количестве не менее 25% от общего числа нагелей и того же диаметра, что и нагели. Эти болты вводятся в расчет. В мостовых конструкциях на дубовых нагелях число болтов следует увеличивать до 50%.

В стыках на гвоздевых сопряжениях ставится не менее двух болтов с каждой стороны стыка, а в узловых сопряжениях на гвоздях—по одному болту; в этом случае болты при расчете не учитываются.

ГЛАВА V

ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ ПОД АВТОТРАКТОРНУЮ ДОРОГУ

§ 19. КОНСТРУКЦИИ МОСТОВ ПОД АВТОТРАКТОРНУЮ ДОРОГУ

Ниже приводятся типовые проекты Гипролестранса для искусственных сооружений на лесовозных автомобильных и тракторных дорогах.

В основу проектов приняты следующие нормативы:

1) временная вертикальная нагрузка Н-8 для автомобильных дорог и Т-12 с однополосными или двухполосными санными прицепами для тракторных дорог;

2) основное допускаемое напряжение изгиба 143 кг/см^2 ;

3) допускаемый упругий прогиб от временной статической нагрузки $\frac{1}{180}$ пролета.

В постоянных мостах для прогонов применяется полусухой сосновый лес, для всех остальных элементов—сырой сосновый лес второго сорта. Элементы конструкций антисептируются суперобмазкой, а на сваи и стойки, кроме того, ставятся бандажи.

При применении прогонов из сырого леса для временных мостов сечения, указанные в проектах, сохраняются без изменений.

На рис. 57 показан наиболее простой тип деревянного моста—балочный однопролетный мост с отверстием 1—4 м при ширине проезда 7 м для автомобильных дорог.

Опоры моста состоят из свай, забитых в грунт до надлежащего отказа, но не менее 3 м.

Пролет между опорами моста перекрывают прогонами из бревен, отесанных на один кант. Прогон со сваями соединяют путем взаимной врезки свай и прогона и скрепляют металлическими скобами.

Поверх прогонов укладывается сплошной настил из наката, покрытого сверху слоем смазки из мятой глины с песком, предохраняющим накат от гниения. Поверх этой смазки устроена засыпка из щебня, гравия или песка. Засыпка ограждена с обеих сторон колесоотбойными бревнами, прикрепленными к настилу и прогонам при помощи болтов и нагелей. Бревна эти одновременно служат для укрепления и прижатия наката и называются также „прижимами“.

На берегах устанавливаются тумбы, или „надолбы“, служащие для обозначения ширины проезда по мосту.

При подходах к мосту устраивается специальный настил, который позволяет устранять образующиеся при эксплуатации ямы в местах сопряжения моста с насыпью.

Сопряжение моста с насыпью осуществляется без конусов заборными стенками на всю высоту насыпи, до грунта.

Откосы насыпи перед заборными стенками укрепляются от размыва

на 0,25 м выше подпорного горизонта воды на протяжении 2,5 м в каждую сторону.

Указанный тип однопролетных деревянных мостов с отверстием 1—4 м применяется на малых, преимущественно периодических, водотоках при высоте насыпи не свыше 3,25 м.

Русло водотока под мостом укрепляется только в тех случаях, если расчетная скорость превышает допускаемую по грунтовым условиям.

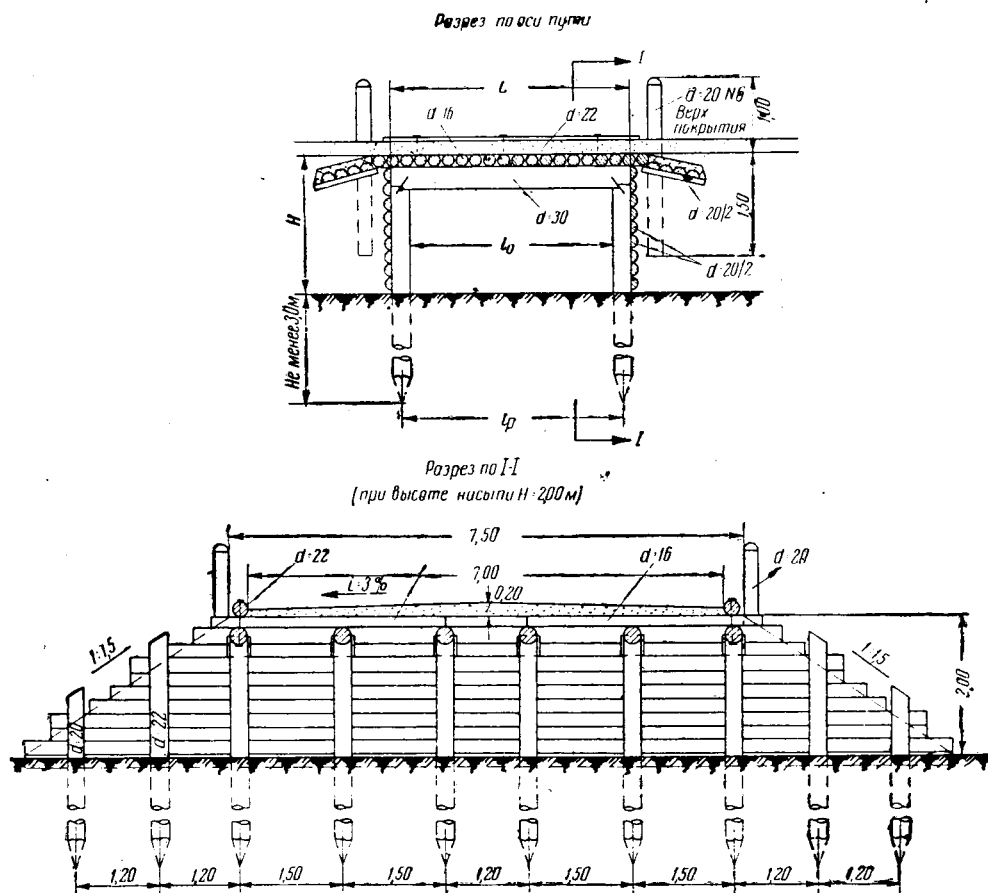


Рис. 57. Балочный однопролетный мост на свайных опорах с величиной отверстия 1—4 м для автомобильных дорог

Укрепление русла целесообразно производить в тех случаях, когда возможно увеличение расчетной скорости за счет уменьшения отверстия однопролетного моста.

На рис. 58 показан однопролетный мост на лежневых опорах с отверстием 1—4 м, при ширине проезда 7 м.

Однопролетные мосты на лежневых опорах рекомендуется применять при грунтах, в которых обычная забивка свай на достаточную глубину невозможна.

Глубина котлованов под лежневые опоры должна быть на 0,3 м ниже глубины промерзания грунта, но не менее 1,5 м. В хорошо дренирующих песчаных и гравелисто-галечных грунтах при отсутствии опасности подмыва глубина котлованов может быть уменьшена до 1,5 м независимо от глубины промерзания грунта.

В скальных грунтах глубина котлованов определяется толщиной выветривающегося слоя, который должен быть полностью снят.

Во всех случаях котлованы после установки опор засыпают хорошо дренирующим грунтом с обязательным трамбованием.

При легко размываемых грунтах верх котлована должен укрепляться. Тип укрепления назначается в соответствии с расчетной скоростью воды.

При слабых грунтах количество коротышей под стойками должно быть увеличено в соответствии с допускаемым давлением на грунт.

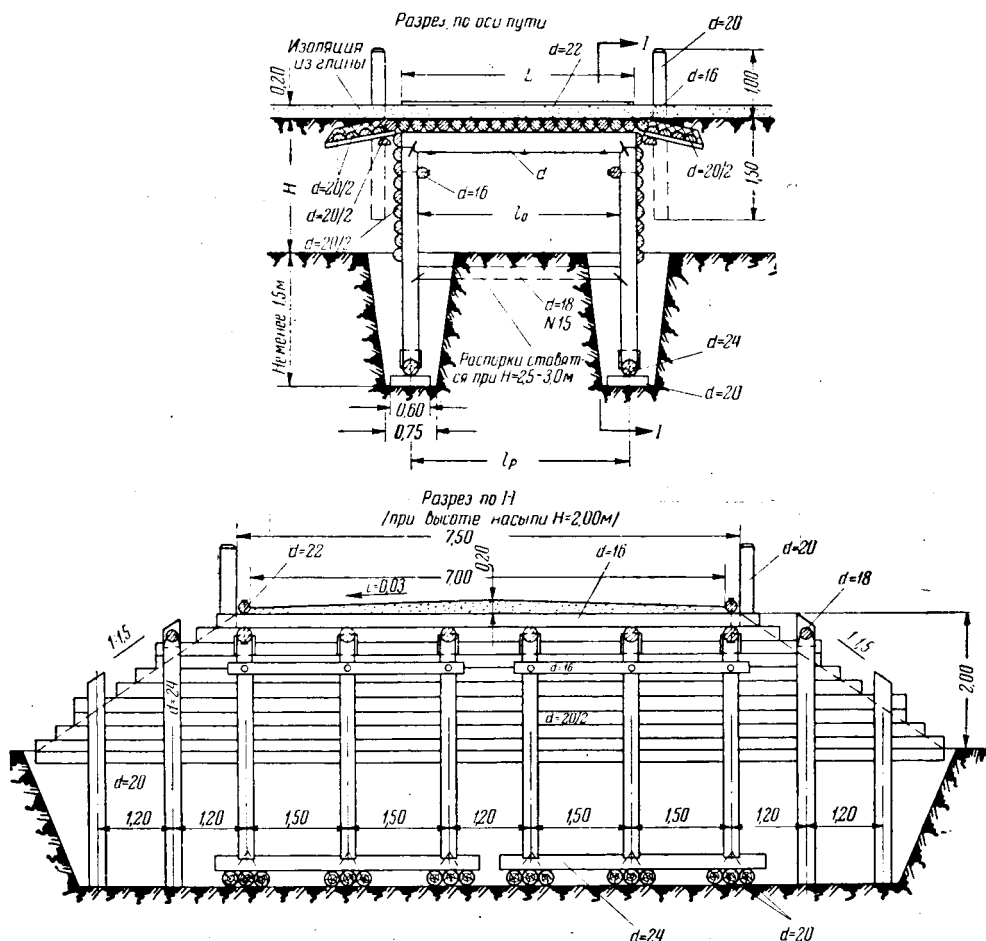


Рис. 58. Балочный однопролетный мост на лежневых опорах с величиной отверстия 1—4 м для автомобильных дорог

Балочные мосты на рамно-лежневых опорах могут применяться только на суходолах и незначительных постоянных водотоках, допускающих устройство таких опор.

Другой тип простого балочного моста для лесовозных дорог приведен на рис. 59. Пролеты увеличены до 5 м при высоте насыпи 4 м. Поперечные и, особенно, диагональные схватки придают мосту необходимую жесткость, а следовательно, и устойчивость. Отсутствие врубок в прогонах значительно упрощает конструкцию моста, причем значительно уменьшается объем сложных плотничных работ и сокращается срок строительства моста.

Для перекрытия сплавного отверстия (9 м) на реках с молевым сплавом применяется пакетное пролетное строение с пролетом 9,6 м. Конструкция пакета показана на рис. 60. Такая конструкция пролетного строения позволяет избежать устройства сложных пролетных строений или ферм, стоимость которых значительно выше стоимости пакета.

Отдельные детали конструкций деревянных мостов для лесовозных автомобильных дорог приведены на рис. 61.

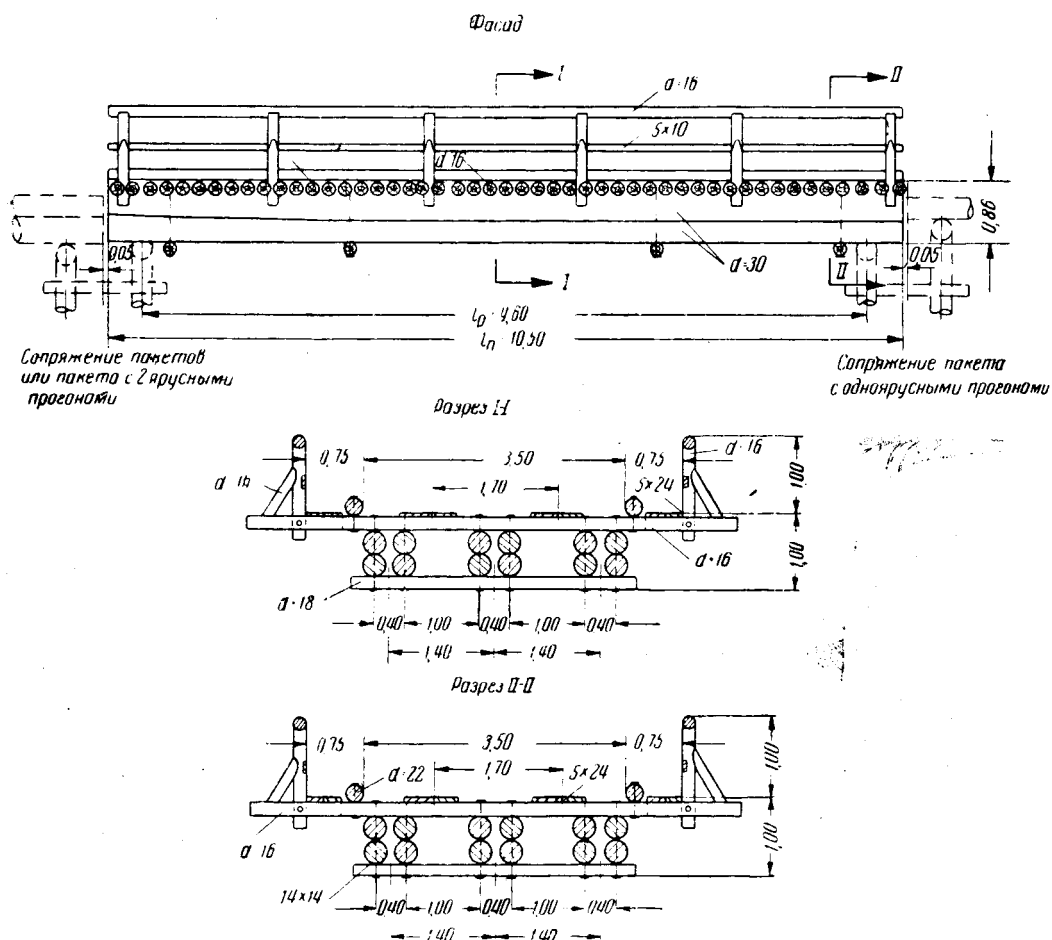


Рис. 60. Конструкция пакета над сплавным пролетом

На рис. 62 представлена конструкция моста для тракторных дорог. Это мост на свайных опорах с величиной отверстия 1—4 м. Расчетная нагрузка—трактор весом 12 т с санными прицепами.

Большинство мостов под тракторную дорогу имеет небольшую высоту насыпи—до 5 м. В большинстве случаев это балочные мосты. На рис. 63 дана другая конструкция балочного моста под тракторную дорогу.

Под тракторную дорогу очень часто по экономическим соображениям целесообразно устраивать мост, затопляемый во время весеннего паводка. Такая конструкция моста выгодна на реках с низкими берегами и широкой поймой. Высоту моста следует подбирать так, чтобы

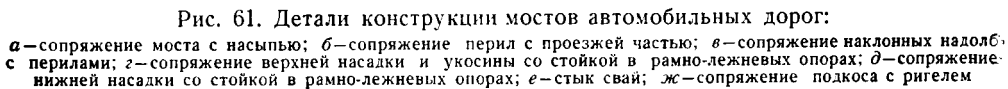


Рис. 61. Детали конструкции мостов автомобильных дорог:

лед весной проходил над мостом свободно, не касаясь настила моста (рис. 64).

Отдельные детали деревянных мостов под тракторную дорогу приведены на рис. 65.

На рис. 66 представлена конструкция трапецидально-подкосного моста.

Мосты трапецидально-подкосной системы являются простейшим типом подкосных мостов с пролетами от 6 до 10 м под автомобильную нагрузку.

Прогон поддерживается подкосами, упирающимися нижними концами в сваи, а верхними в подбалки. Длина подбалок принимается равной 0,4—0,5 от длины пролета, а угол наклона подкосов к горизонту

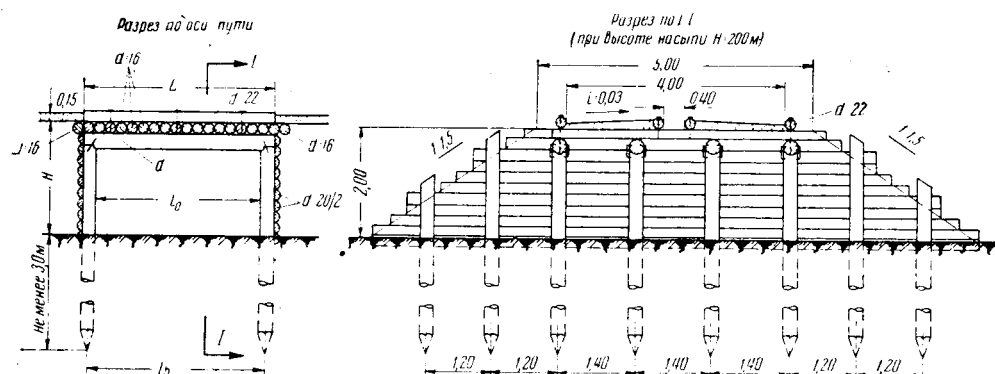


Рис. 62. Тракторный мост на свайных опорах с величиной отверстия 1—4 м

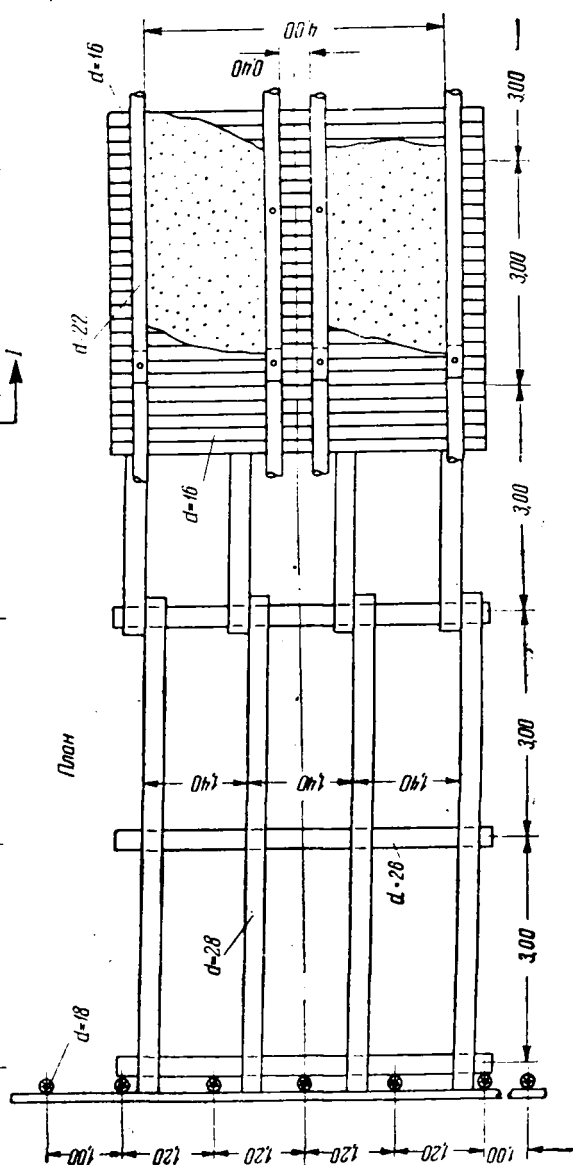
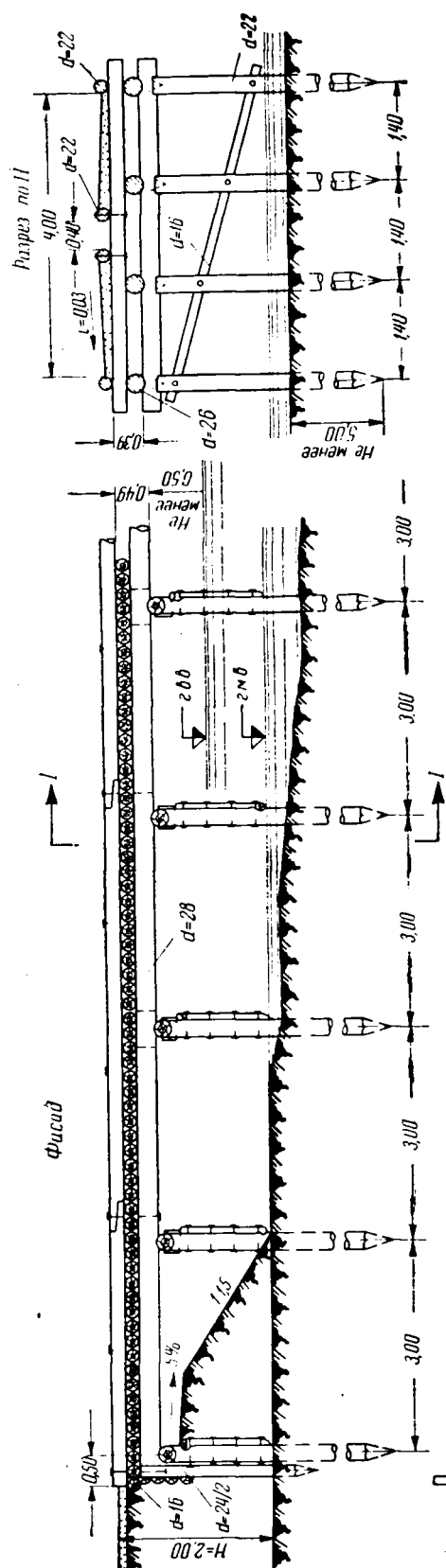
берется близким к 45° . Под действием вертикальной нагрузки прогоны работают на изгиб и передают давление через подкосы на сваи. Давление, приложенное к вершине подкоса, вызывает в подбалке растягивающее усилие, а в подкосе—сжимающее усилие. В нижнем конце подкоса сжимающее усилие в свою очередь разлагается на вертикальную составляющую—реакцию и горизонтальную составляющую—распор, вызывающий изгиб свайных опор.

При тяжелой нагрузке или большой высоте опор может оказаться необходимой постановка специальной затяжки, воспринимающей действие распора.

Сопряжение подкосов с подбалкой и свайей производится врубкой подкосов простым или двойным зубом. При более тяжелой нагрузке сопряжение подкосов со свайей лучше делать врубкой подкосов в сваю с передачей нагрузки на зубчатые коротыши или с передачей нагрузки на поперечные схватки. Как подбалки, так и поперечные схватки стягиваются со свайей болтами. Сваи должны быть забиты в грунт на глубину не менее 3—4 м. При большой высоте опор сваи приходится наращивать. Стык делают на высоте около 0,5 м от горизонта меженных вод и укрепляют его металлическими хомутами и горизонтальными поперечными схватками.

Ригельно-подкосная система применяется для автомобильных мостов пролетом от 8 до 12 м и даже до 15 м. Для мостов под тяжелую нагрузку (например, под железную дорогу) ригельно-подкосная система вследствие недостаточной жесткости не применяется.

В средней части прогоны поддерживаются дополнительным горизонтальным элементом—ригелем, опирающимся по концам на подкосы.



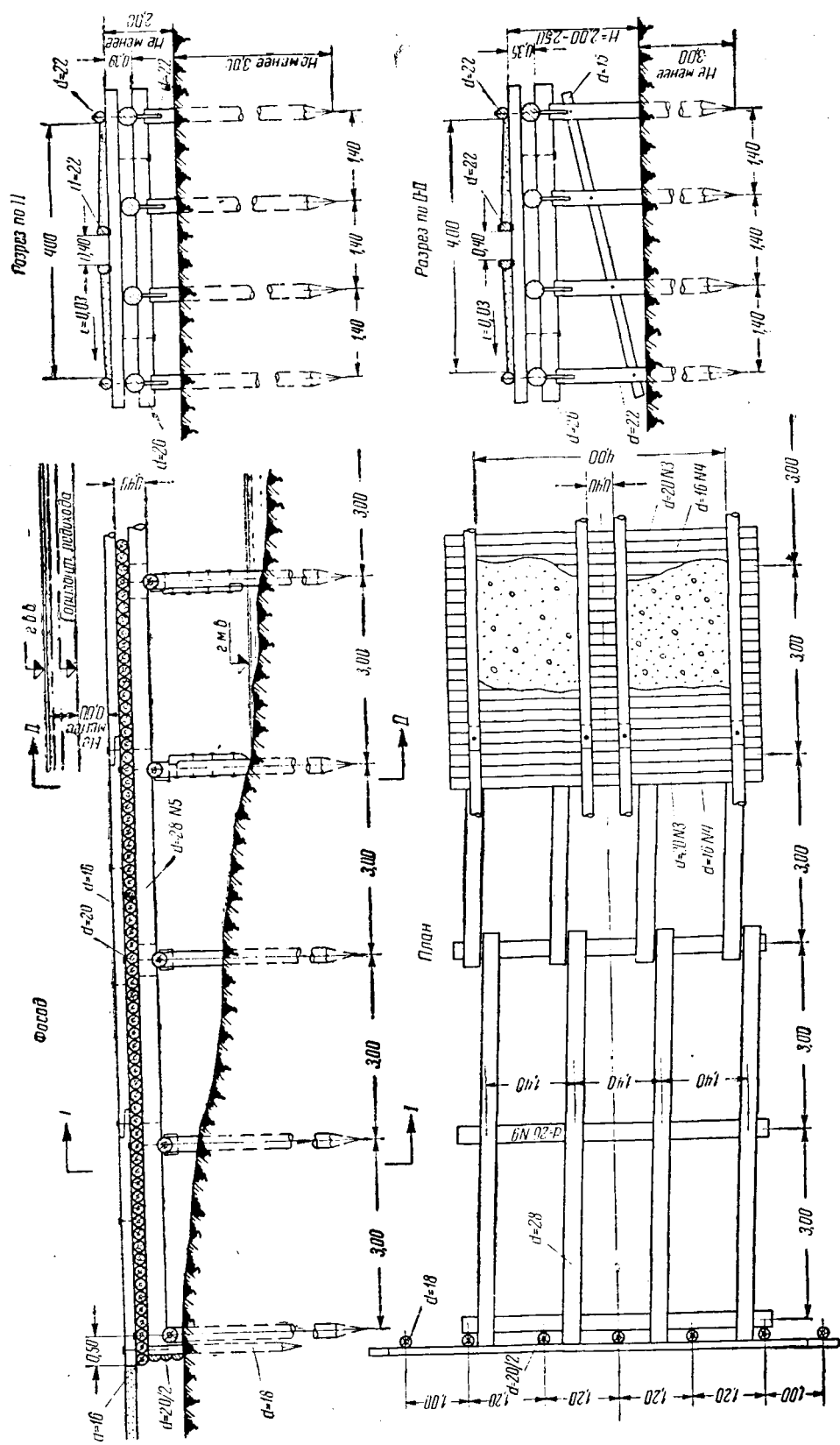


Рис. 64. Засцеляемый тракторный мост

При действии на ригельно-подкосную ферму вертикальной нагрузки прогоны работают на изгиб. Для устойчивости и жесткости ригельно-подкосных мостов необходимо делать прогоны неразрезанными с устройством стыков только над свайными опорами. В пределах ригеля стыки делать не рекомендуется (над серединой ригеля стык прогонов теоретически допустим, но на практике не применяется).

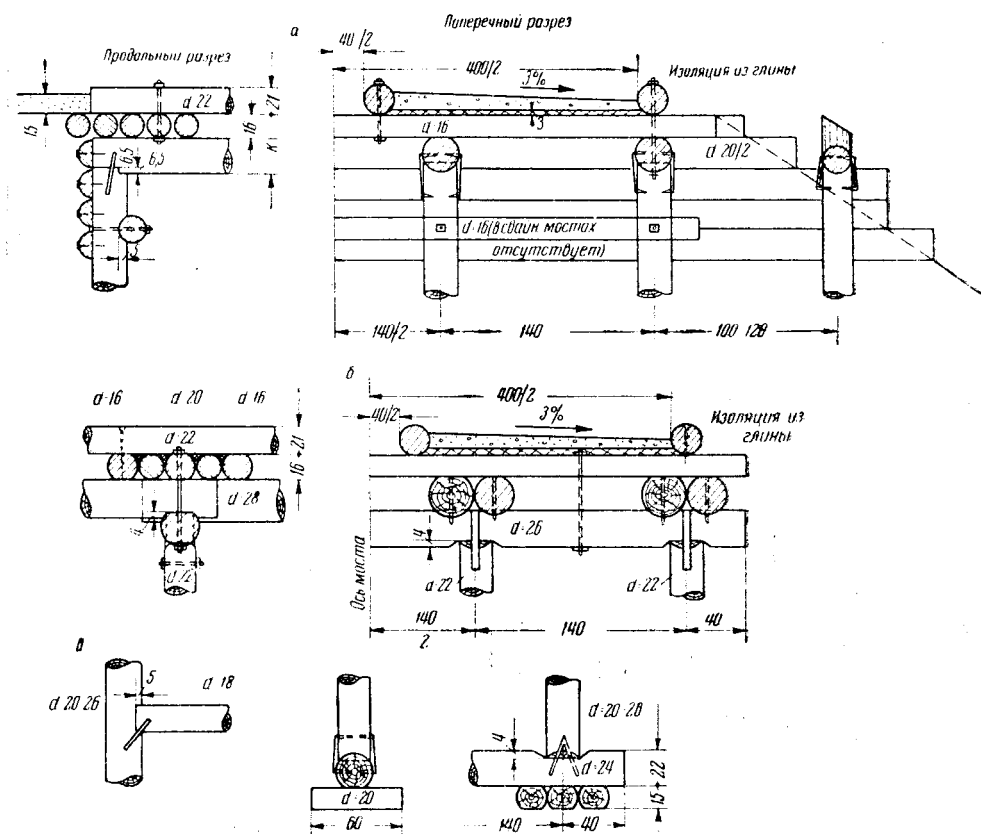


Рис. 65. Детали конструкций мостов тракторных дорог:

а—сопряжение моста с насыпью; б—сопряжение проезжей части с опорой; в—сопряжение стойки с распоркой; г—сопряжение стойки с лежнем

Длина средней панели, равная длине ригеля l_2 , обычно принимается равной:

$$l_2 = \left(\frac{1}{3}, \frac{2}{5}, \frac{1}{2} \right) l.$$

Высоту ферм h выбирают так, чтобы пяты подкосов были выше горизонта самых высоких вод не менее чем на 0,3 м, а угол наклона α подкосов к горизонту был не менее 30° . Так как наклон раскосов зависит от длины ригеля, то при разбивке панелей l_1 и l_2 следует учитывать наклон подкосов.

Желательно иметь угол $\alpha \approx 45^\circ$, высоту же $h \approx (0,25—0,35) l$.

Сопряжение подкосов с ригелем может быть различным. Обычно подкосы непосредственно упираются в торцы ригеля; опорная площадка располагается по биссектрисе угла или перпендикулярно к подкосу. Во избежание бокового сдвига сопряжение скрепляется скобами, метал-

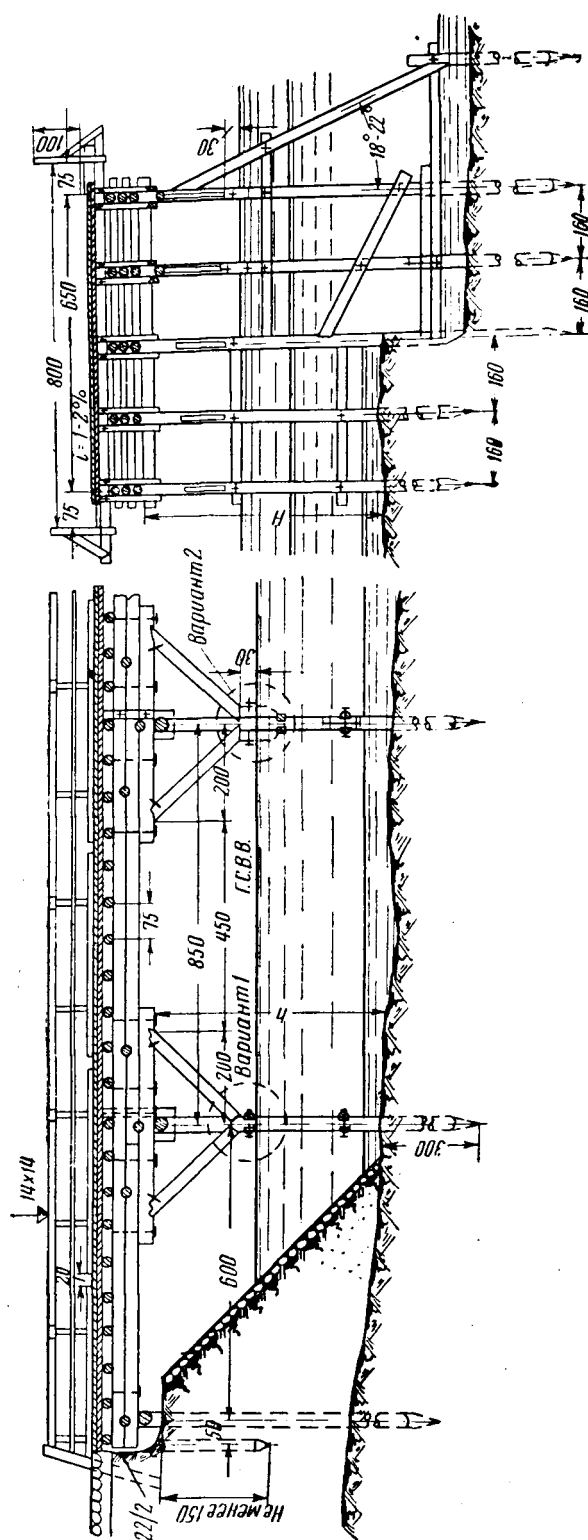


Рис. 66. Конструкция трапецидально-подкосного моста

лическими накладками, деревянными схватками и другими креплениями (рис. 66).

Сопражение нижних концов со сваями устраивается так же, как в мостах трапецидально-подкосной системы.

При большом пролете ригельно-подкосные мосты передают опорам значительный распор, вызывающий горизонтальный изгиб свай. Поэтому в мостах большой высоты приходится ставить двухрядные опоры на колодках (реже трехрядные или башенные опоры с решетчатым заполнением).

§ 20. РАСЧЕТ МОСТОВ ПОД АВТОТРАКТОРНУЮ ДОРОГУ

Расчет настила и поперечин

Верхний настил проезжей части обычно не рассчитывается и толщина его назначается по условиям износа от 5 до 7 см. Доска нижнего настила рассчитывается на изгиб как разрезная балка на давление наиболее тяжелого (заднего) колеса расчетной схемы.

Расчетный пролет доски принято считать равным пролету в свету, увеличенному на толщину доски.

При расчете одиночного поперечного настила давление колеса считается распределенным на две доски. Кроме расчета досок настила на прочность, необходимо производить расчет их на жесткость; при этом прогиб посередине пролета определяется по формуле:

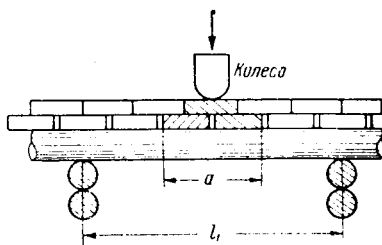


Рис. 67. Схема к расчету поперечины

$$f = \frac{Pl^3}{48EI} + \frac{5ql^4}{384EI},$$

где:

P —сосредоточенный груз, приходящийся на одну доску;

l —расчетный пролет;

q —собственный вес на единицу длины;

EI —жесткость доски.

Прогиб не должен превышать $\frac{1}{600l}$.

При двойном продольном настиле давление W_0 от колеса считают распределенным на несколько досок нижнего настила; при ширине обода 40 см—на 3 доски, при 30 см—на 2,5 доски и при 20 см—на 2 доски. При перекрещивающихся настилах давление колеса считается распределенным поровну на 2 доски нижнего настила.

При устройстве щебеночной одежды считается, что давление колеса распространяется через толщину засыпки под углом 45° .

Поперечины рассчитываются как разрезные балки с пролетом, равным расстоянию между осями прогонов. Нагрузка (задняя ось расчетного грузовика) устанавливается в невыгоднейшем положении (рис. 67), при этом давление колеса в соответствии с вышеуказанным можно считать распределенным на ширину двух или трех досок.

Если стыки досок настила, уложенного по поперечинам, расположены вразбежку, при определении давления на поперечину от сосредоточенных грузов можно учитывать упругое распределение нагрузки.

Коэффициент упругой передачи нагрузки определяют по формуле:

$$K = \frac{8c^3 I_1}{l_1^3 I_2},$$

где:

- c — расстояние между осями поперечин;
- l_1 — расстояние между осями прогонов (пролет поперечин);
- I_1 — момент инерции поперечины;
- I_2 — момент инерции досок нижнего настила, воспринимающих давление P .

Если значение $k > \frac{1}{3}$, давление от сосредоточенного груза передается на три поперечины, на среднюю поперечину передается давление:

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

остальная же часть давления передается поровну на две соседние поперечины.

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

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

При $k \leq 0,055$ давление передается на 7 поперечин и расчетное давление:

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

Наибольший изгибающий момент в поперечине от постоянной и временной нагрузок:

$$M_{\max} = \frac{ql_1^2}{8} + \frac{P_1 \left(l_1 - \frac{a}{2} \right)}{4},$$

где:

- q — вес настилов и собственный вес на погонную единицу длины поперечины;
- a — ширина досок нижнего настила, передающих давление на поперечину.

Кроме расчета на давление от колес грузовиков, определяется прогиб поперечин и дополнительно производится проверка на действие тракторной нагрузки.

Расчет балочных мостов

Перила и тротуары обычно не рассчитываются, а поперечные размеры этих элементов принимаются по конструктивным соображениям.

Пргоны балочных мостов рассчитываются как разрезные балки с пролетом, равным расстоянию между осями опор (при отсутствии подбалок). Для определения наибольших усилий в прогонах моста необходимо установить грузовики в невыгоднейшем положении как вдоль, так и поперек моста. Сначала производят невыгоднейшую поперечную установку нагрузки и определяют так называемый коэффициент попе-

речной передачи для наиболее нагруженного прогона. Наиболее нагруженным обычно является один из средних прогонов.

Чтобы найти этот коэффициент, располагают продольный ряд колес непосредственно над прогоном и определяют, какая часть от веса соседних колес будет передаваться на тот же самый прогон (рис. 68). Соответствующие части давления передаются по закону рычага, поэтому суммарное давление на прогон под колесом A для рассматриваемого случая составляет:

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

где K —коэффициент поперечной передачи, равный

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

Этот коэффициент одинаков как для передних, так и для задних осей автомобиля и всегда больше или равен единице.

После определения наиболее опасной поперечной установки следует найти невыгоднейшую продольную установку. Расчет может быть выполнен по линиям влияния с использованием эквивалентных нагрузок.

У небольших балочных мостов наиболее опасным является расположение самой тяжелой оси над серединой пролета прогона.

Зная коэффициент поперечной установки, нетрудно найти изгибающий момент и поперечную силу в прогоне. Например, если пролет прогона l , а q вес настилов, поперечин и собственный вес на погонную единицу длины прогона, то наибольший изгибающий момент:

$$M = \frac{Al}{4} + \frac{ql^2}{8}.$$

Дальнейший расчет ведется так же, как для мостов под железную дорогу, т. е. подбирается сечение, делается проверка на касательные напряжения и т. д.

Если в пролете помещается два груза P_1 и P_2 , наиболее опасной будет такая загрузка, когда середина пролета прогона совпадает с серединой расстояния c между равнодействующей обоих грузов R и ближайшим к ней грузом P_1 (наибольшим). Тогда максимальный момент возникает под грузом P_1 и определяется формулой:

$$M = \frac{R \left(\frac{l}{2} - \frac{c}{2} \right)^2}{l},$$

где:

$$R = P_1 + P_2.$$

Рис. 69. Расчетная схема прогона на подбалках

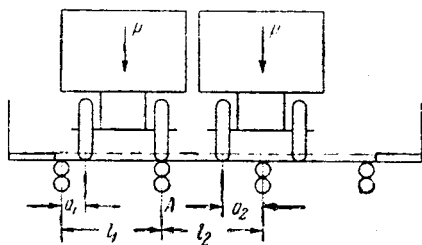
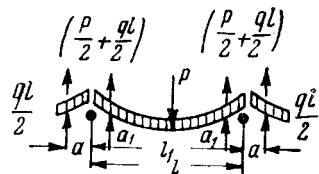


Рис. 68. Определение коэффициента поперечной передачи

Расчет прогонов на подбалках. Для уменьшения расчетного изгибающего момента и прогиба в разрезных прогонах целесообразно на промежуточных опорах (сваях) подкладывать под опорные стыки прогонов специальные подбалки (рис. 69).

Если полагать, что нагруженный временной нагрузкой прогон имеет опорные точки в пределах длины подбалки, соседние же ненагруженные

пролеты опираются на концы подбалок, то из условия равновесия подбалок (рис. 69) получим:

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

откуда

$$a_1 = \frac{ql}{ql + P} \cdot a.$$

В этих формулах:

q —постоянная нагрузка на единицу длины прогона;

a —половина длины подбалки;

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

P —сосредоточенный груз (временная нагрузка).

Расчетный пролет прогона

$$l_1 = l - 2a_1.$$

Наибольший изгибающий момент в прогоне от постоянной и временной нагрузок:

$$M_{\text{пр}} = \frac{Pl_1}{4} + \frac{ql}{8} (2l_1 - l).$$

Наибольший изгибающий момент в подбалке:

$$M_{\text{подб}} = \left(\frac{ql}{2} + \frac{P}{2} \right) a.$$

Расчет свайных опор на ветровую нагрузку. Расчет моста на действие ветровой нагрузки состоит из проверки его устойчивости на опрокидывание и из расчета элементов, обеспечивающих его горизонтальную жесткость.

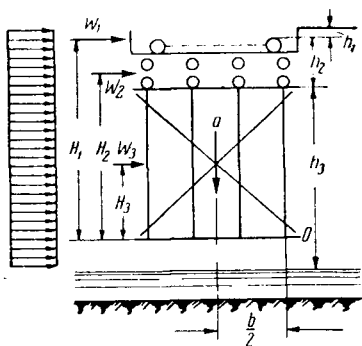


Рис. 70. Схема расчета моста на опрокидывание

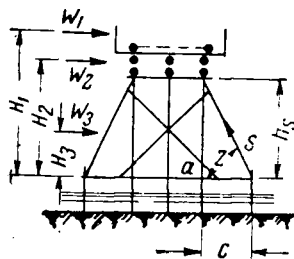


Рис. 71. Схема расчета укосины

Автодорожные мосты обычно имеют большую ширину, поэтому проверка их на опрокидывание не производится, проверке на опрокидывание подлежат только узкие и очень высокие мосты. Опрокидывающий момент равен (рис. 70):

$$M_{\text{опр}} = W_1 H_1 + W_2 H_2 + W_3 H_3,$$

где:

W_1, W_2, W_3 —ветровые давления на перила, прогоны с проезжей частью и свайные опоры;

H_1, H_2, H_3 —соответствующие плечи этих давлений.

Если через Q обозначить вес одного пролета моста, удерживающий момент будет равен (сопротивление свай выдергиванию не учитывается):

$$M_{уд} = Q \cdot \frac{b}{2}.$$

Коэффициент устойчивости

$$k = \frac{M_{уд}}{M_{опр}}.$$

Необходимо, чтобы коэффициент устойчивости был не менее

$$k \geq 1,4.$$

Укосины свайных опор (рис. 71) рассчитываются в предположении, что на них полностью передается горизонтальная ветровая нагрузка с одного пролета моста.

Усилие S в укосине определяется из условия равенства моментов относительно точки a (рис. 71):

$$W_1 H_1 + W_2 H_2 + W_3 H_3 = Sz,$$

где

$$z = \frac{c \cdot h_s}{\sqrt{c^2 + h_s^2}}.$$

Усилие в укосине:

$$S = \frac{\Sigma WH}{z}.$$

Расчет подкосных и ригельно-подкосных мостов

Расчет прогонов подкосных мостов изложен в расчете мостов под железную дорогу. Прогон подкосных мостов рассчитывается как разрезные балки. За расчетный пролет принимается расстояние l_2 между точками теоретического опирания прогона на подкосы (рис. 72).

Усилие в подкосе (трапецидально-подкосного моста) определится из равновесия сил в узле B . Наибольшее давление, приходящееся на узел B , уравнивается горизонтальным растягивающим усилием в подбалке и наклонным сжимающим усилием в подкосе. Таким образом, усилие в подкосе равно:

$$S = \frac{B}{\cos \alpha},$$

а усилие в подбалке:

$$T = B \cdot \operatorname{tg} \alpha.$$

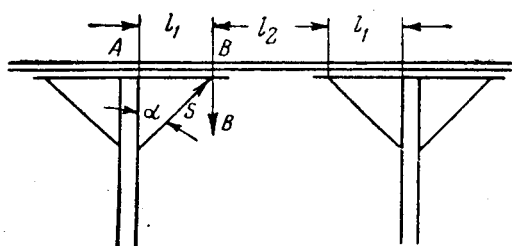


Рис. 72. Схема расчета подкосного моста

По этим усилиям следует подобрать сечение подкоса с учетом продольного изгиба, проверить подбалку на совместное действие растяжения и изгиба и рассчитать врубки подкоса в подбалку и в сваю (рис. 73).

В подбалке следует проверить площадки смятия $a-b$ по допускаемым напряжениям на смятие под углом к волокнам и достаточность площадки $a-c$ на скалывание вдоль волокон (для лобовых врубок). Если одной площадки смятия недостаточно, необходимо делать врубку двойным зубом.

Ригельно-подкосная система (рис. 74) создается вследствие жесткости прогона. Однако такая система не позволяет устраивать стыки прогона над вершинами подкосов, так как в этих местах могут образоваться „сквозные“ шарниры.

Ригельная система статически неопределима. Так как весьма трудно учесть все факторы, влияющие на работу системы (как-то: смещение опор, влияние соседних пролетов, влияние обматия во врубках, неточная пригонка частей и т. п.), можно ограничиться приближенным расчетом, основанным на предположении равенства давлений в промежуточных опорах C и D .

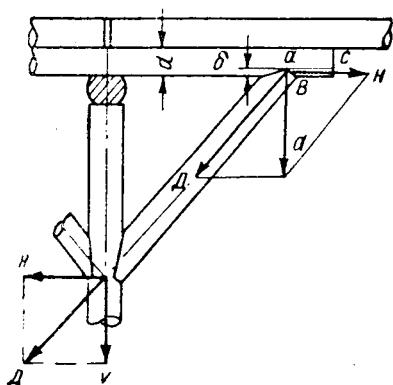


Рис. 73. Схема расчета подкоса, врубленного в подбалку

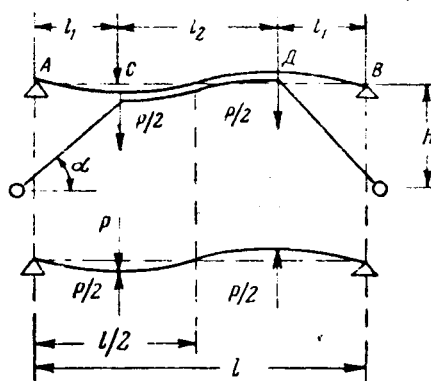


Рис. 74. Схема расчета ригельно-подкосного моста

Для приближенного определения изгибающего момента в прогоне при длине ригеля l_2 , равной половине расстояния между опорами l , для сечения C можно принять:

от временной нагрузки:

$$M_k = \frac{1}{4} \cdot \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{2} = \frac{Pl}{16},$$

от постоянной нагрузки (как опорный момент неразрезной балки с отношением $l_1 : l_2 : l_1 = 1 : 2 : 1$):

$$M_q = -0,07ql_2^2.$$

Для сечения посередине пролета:

$$M = \frac{Pl_2}{4} + \frac{ql_2^2}{8}.$$

Здесь:

P —временная нагрузка на прогоне с учетом коэффициента поперечной установки;

q —вес постоянной нагрузки.

Расчет опор подкосных и ригельно-подкосных мостов состоит в проверке на смятие насадки по усилию, действующему в верхней части стойки, и в проверке стойки на совместное действие сжатия и изгиба.

ТРУБЫ И ЛОТКИ

§ 21. ОСНОВНЫЕ ТИПЫ ТРУБ И ИХ КОНСТРУКЦИЯ

Трубы являются простейшими искусственными сооружениями и устраиваются в местах, где под полотном дороги необходимо пропустить незначительное количество воды, главным образом дождевой. Отличительной особенностью трубы является засыпка ее насыпью (рис. 75).

Необходимым условием для устройства трубы является достаточная высота насыпи, обеспечивающая засыпку над трубой не менее чем на 0,5 м.

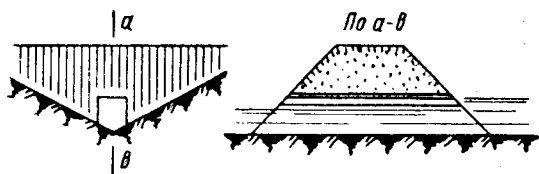


Рис. 75. Схема трубы

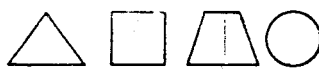


Рис. 76. Типы сечений деревянных труб

Отверстие трубы для пропуска протекающей воды может быть сделано значительно меньшим, чем отверстие моста, вследствие больших допускаемых скоростей протекания воды по лотку трубы. Лотку трубы придается уклон 1:100. Наиболее часто применяются трубы с отверстием 0,75—1,5 м. Стоимость трубы обычно ниже стоимости моста с таким же отверстием.

При устройстве трубы обеспечивается непрерывность и однородность полотна дороги.

Основным недостатком деревянных труб является их легкая загниваемость и трудность ремонта. Срок службы деревянных труб (из не пропитанного антисептиками лесоматериала) около 5 лет. При постройке труб из не пропитанного лесоматериала необходима осмолка соединений, врубок и наружных поверхностей пластин обшивки. При очень высоких насыпях ремонт труб вызывает значительные затруднения из-за необходимости вскрывать насыпь и устраивать на время ремонта объездной путь. Деревянные трубы лучше всего применять при небольшой высоте насыпи.

Деревянные трубы могут иметь (рис. 76) треугольное, прямоугольное, трапециевидное и круглое поперечное сечения. Для увеличения пропускной способности трубы иногда ставят две и даже три трубы рядом. В соответствии с этим трубы называются одноочковыми, двухочковыми, многоочковыми. Наиболее употребительны одноочковые и двухочковые трубы.

В гидравлическом отношении наилучшим является круглое сечение, худшим—треугольное. В отношении же простоты устройства и конструкции, наоборот, наилучшей является треугольная труба, наиболее же сложной—круглая.

Треугольные трубы небольших отверстий обычно делают бревенчатыми (рис. 77, а). Бревенчатая труба состоит из отдельных наклонных стоек (ног), взаимно врубленных вверху попарно вполдерева. Нижние концы ног врыты в землю и опираются на постелистые камни или обрезки бревен, служащие для распределения давления на грунт.

Наклонные ноги ставятся на расстоянии 1—1,5 м друг от друга. Поверх ноги укладываются бревна небольшого диаметра или пластины.

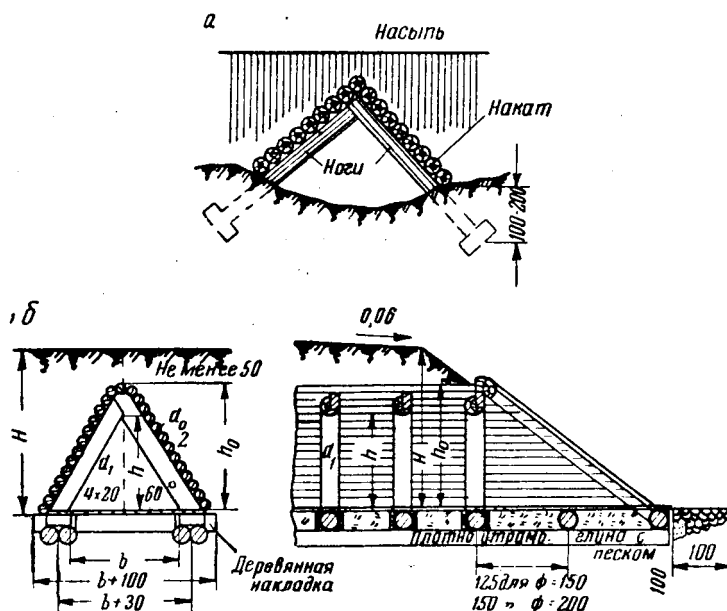


Рис. 77. Треугольная труба:

а—простейшая; б—более совершенный тип трубы

Более совершенный тип треугольной трубы приведен на рис. 77, б. Труба состоит из попарно врубленных одна в другую наклонных ног, опирающихся нижними концами на горизонтальные поперечные лежни. Каждая пара ног и лежень образуют жесткие треугольные рамы. Эти рамы опираются на продольные лежни, проложенные вдоль всей трубы и служащие для связи рам между собой в продольном направлении и лучшего распределения давления на грунт. Поверх поперечных лежней пришиваются доски, образующие лоток для стока воды. Лотку трубы придается уклон, соответствующий принятому при расчете отверстия. Ноги трубы сверху обшиваются притесанными одна к другой пластинами. Концы пластин обрезаются наклонно по откосу насыпи; к их концам пришиваются пластины, образующие оголовок трубы.

При устройстве трубы растительный, а также слабый грунт удаляют (пучинистый грунт выбирают до глубины промерзания) и взамен него укладывают слой мятой глины с песком, служащий основанием трубы.

У входного отверстия трубы забивается шпунт, предохраняющий трубу от размыва.

Другой тип трубы показан на рис. 78. Прямоугольная труба сечением 2 м состоит из ряда прямоугольных рам, установленных на расстоянии 1,25 м у концов насыпи с постепенным уменьшением этого рас-

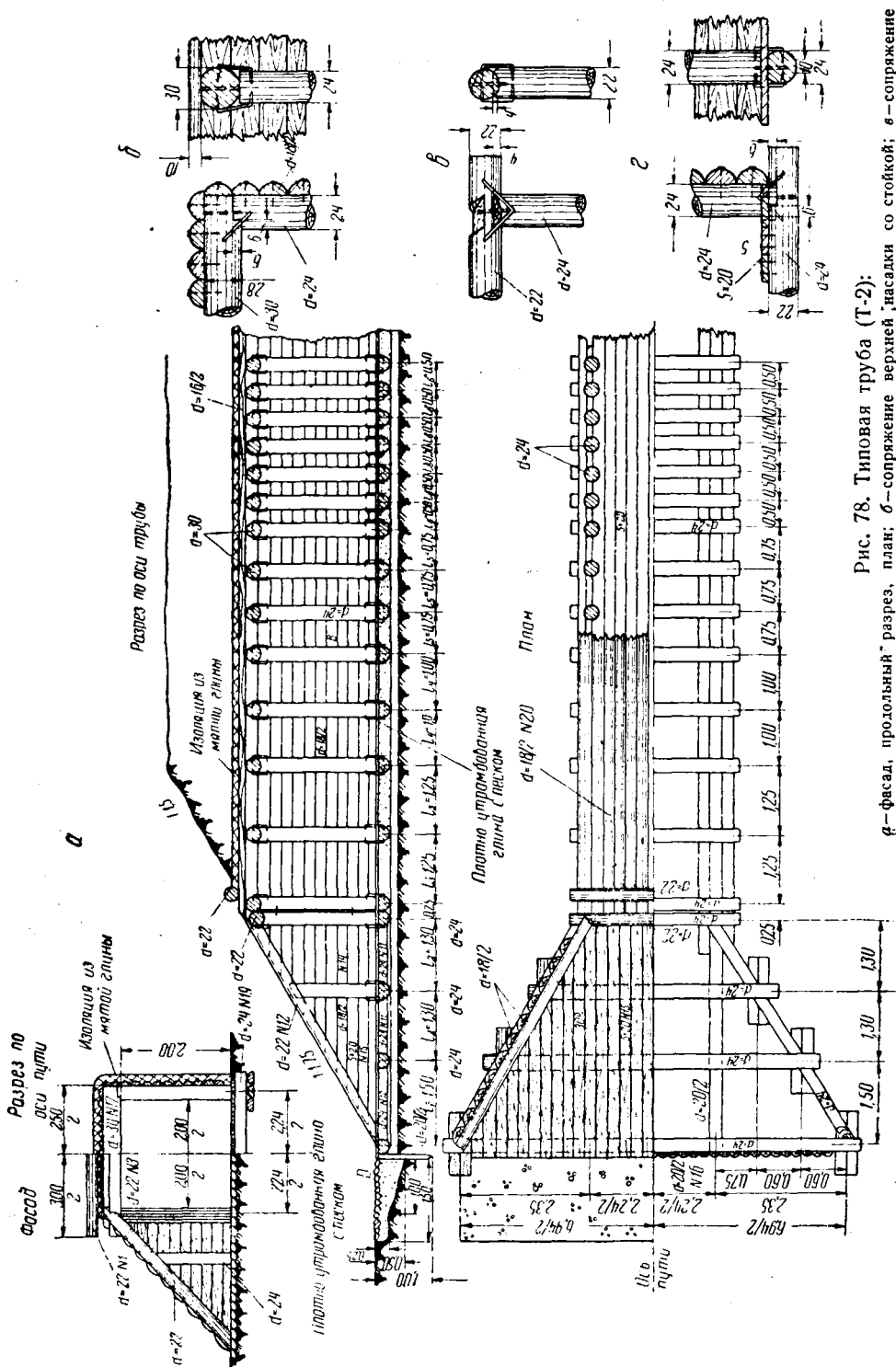


Рис. 78. Типовая труба (Т-2):

а - фасад, продольный разрез, план; б - сопряжение верхней насадки со стойкой; в - сопряжение насадки со стойкой в раме оголовка; г - сопряжение стойки с нижней насадкой

стояния до 0,5 м к середине трубы. Обшивка из пластин выступает из насыпи и вместе с обжимными брусками и вертикальными стойками образует оголовок трубы. Все соединения выполнены на простых врубках, скрепляемых скобами и нагелями.

Круглые трубы применяются для пропуска воды под насыпью сравнительно редко. Они бывают двух типов: бондарные и косяковые. Бондарные трубы хорошо сопротивляются действию давления изнутри и плохо сопротивляются внешнему давлению.

На косогорах для пропуска воды с нагорной стороны часто устраиваются мелкие лотки с отверстием менее 0,75 м.

Особенностью водопропускных сооружений на косогорах является разность высот входного и выходного отверстий труб и лотков. Так как в этих условиях вода подходит к сооружению и проходит через него с большой скоростью, то, чтобы обезопасить сооружение от размыва, устраивают водобойные колодцы и гасители, понижающие скорость течения воды. Если все же скорость вытекания воды из сооружения остается значительной и есть основание опасаться подмыва с низовой стороны, то и в этом случае должны быть сделаны гасители.

§ 22. РАСЧЕТ ТРУБ

При проектировании труб следует пользоваться типовыми проектами.

Определив наибольший и расчетный расходы воды в сооружении, подбирают подходящий тип искусственного сооружения, в частности отверстие и тип трубы.

Для определения длины трубы достаточно вычертить нормальный профиль насыпи данной высоты и нанести на нем линию верхней границы трубы. Для труб, пропускающих большой расход воды, полезно составить и сравнить несколько вариантов: одноочковой трубы, двухочковой, а также сделать сравнение с вариантом моста.

При расчете труб рассматривается действие следующих нагрузок: от вертикального и горизонтального давления земли, от временной нагрузки на насыпь; собственным весом деревянной трубы можно пренебречь.

Так как лесовозные дороги только в исключительных случаях строятся с высокой насыпью, т. е. с высотой насыпи более 12 м, то трубы рассчитываются, как „трубы под низкими насыпями“. В этом случае интенсивность вертикального давления земли p можно определять по формулам:

для прямоугольных труб

$$p = \gamma \cdot h \text{ т/м}^2;$$

для треугольных труб

$$p = \gamma \left(h + \frac{h_1}{2} \right) \text{ т/м}^2;$$

а интенсивность горизонтального давления земли (на стенку трубы)

$$e = \mu \gamma (h + h_1) \text{ т/м}^2.$$

Здесь:

γ_1 —вес 1 м³ земли, равный 1,7 т/м³;

h —высота засыпки над трубой;

h_1 —высота трубы;

$$\mu = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right),$$

где φ —угол внутреннего трения грунта (30—50°).

Динамический коэффициент при расчете труб не вводится.

Временная нагрузка от колес поезда передается на рельсы, а затем через шпалы на балластный слой и насыпь. Принято считать, что давление колес передается на полосу насыпи шириной, равной длине шпалы и равной для широкой колеи 2,7 м, а для узкой 1,3 м.

На рис. 79 приведена схема распределения давления от паровоза 159 на насыпь. Как видно, равномерно распределенная нагрузка на квадратный метр попереху насыпи равна:

$$q = \frac{\Sigma P}{l \cdot b}, \quad (1)$$

где ΣP —суммарное давление колес поезда на длине l .

Для паровоза серии 159 $\Sigma P = 16$ т, а длина $l = 2,25$ м.

По мере углубления в тело насыпи интенсивность воздействия временной вертикальной нагрузки уменьшается, так как давление от на-

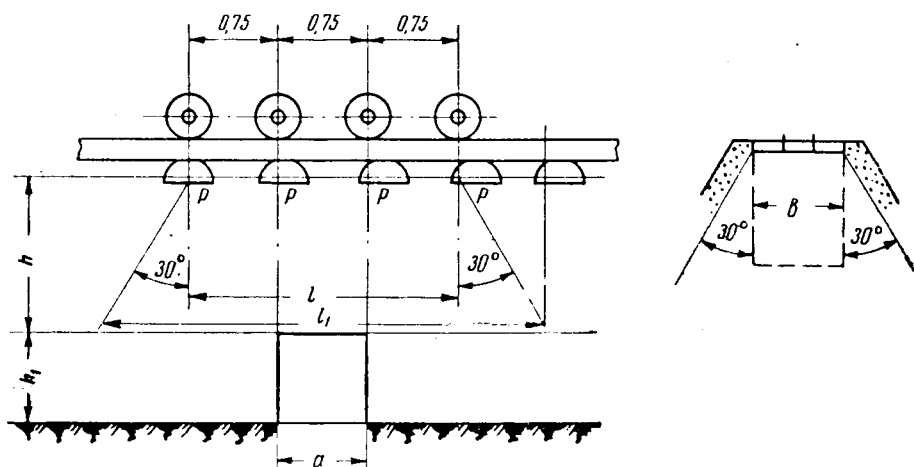


Рис. 79. Схема расчета трубы с загрузкой паровозом 159

грузки распределяется под углом 30° к вертикали. Соответственно вертикальное давление грунта на уровне верха трубы:

$$q_1 = \frac{\Sigma P}{l_1 \cdot b},$$

где l_1 —длина, на которую распределяется давление от подвижной нагрузки.

Следовательно:

$$l_1 = l + 2h \operatorname{tg} 30^\circ = l + 2h \cdot 0,577.$$

Нагрузка на 1 пог. м по длине трубы на высоте потолка трубы от временной вертикальной нагрузки равна:

$$q' = q_1 \cdot a,$$

где a —ширина трубы.

На автогужевых дорогах при переходе от сосредоточенных сил к равномерно распределенной нагрузке считают, что давление колес грузовиков передается на полосу насыпи шириной b , равной базе грузовиков. В этом случае равномерно распределенную нагрузку на 1 м^2 насыпи принимают по формуле (1).

Круглые трубы рассчитываются по общим методам строительной механики на действие вертикального и горизонтального давления земли с учетом влияния временной нагрузки.

Приближенно наибольший и наименьший изгибающие моменты в круглой трубе можно определить по формулам:

$$M_1 = 0,05989q''D^2;$$

$$M_2 = -0,0544q''D^2,$$

где:

q'' —интенсивность вертикального давления на трубу (от временной нагрузки и давления земли) на горизонтальную диаметральною плоскость трубы;

D —диаметр трубы.

ГЛАВА VII ЭСТАКАДЫ

§ 23. ТИПЫ ЭСТАКАД И ИХ КОНСТРУКЦИЯ

Сооружения мостового типа большой длины по сравнению с их шириной, служащие для транспортирования материалов или для пешеходного движения, называются эстакадами. Эстакады, проезжая часть которых ограничивается, кроме того, стенами и кровлей, называются галереями.

По назначению эстакады и галереи в промышленных сооружениях (на территории заводов, на лесоперевалочных базах, на нижних складах леспромхозов, на железных дорогах и т. п.) могут быть подразделены на две основные группы: пешеходные эстакады и эстакады под транспортеры и вагонетки.

Пешеходные эстакады. Эстакады этой группы бывают соединяющими производственные помещения с интенсивным движением, переходными над путями, над водными преградами, на лесосплавных рейдах при устройстве вспомогательных сооружений для сортировки древесины и т. п.

Эстакады под транспортеры и вагонетки. По характеру обслуживаемого производственного процесса и типу транспортируемых механизмов различают: эстакады под вагонетки для подачи сырья; эстакады и галереи под конвейеры для транспортирования сырья и полуфабрикатов между цехами и для транспортирования готовой продукции.

В зависимости от уровней соединяемых точек эстакады и галереи бывают горизонтальные, наклонные или из ряда горизонтальных и наклонных участков. Уклон определяется видом и конструкцией подающих механизмов.

Конструкция эстакад и галерей состоит из пролетного строения, ограждения и опор с фундаментами.

Пролетное строение включает проезжую часть, непосредственно воспринимающую нагрузку, продольные связи и несущую конструкцию (фермы, прогоны), передающую нагрузку на опоры.

Конструкция эстакад. Тип эстакады при проведении дороги через глубокую долину представлен на рис. 80. Быки делаются в этом случае

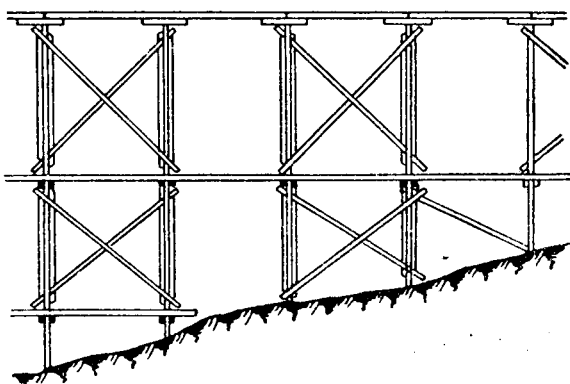


Рис. 80. Эстакады для проведения дороги через глубокие долины

многоярусными и располагаются на расстоянии от 6 до 10 м. один от другого для того, чтобы можно было сконструировать пролетное строение в виде простых балок, балок на шпонках или в крайнем случае в виде подкосной системы. Опоры могут быть или свайными, или лежневыми с опиранием последних на фундаменты каменной кладки.

Чтобы сообщить быкам продольную и поперечную жесткость, отдельные сваи следует связывать между собой крестами и горизонтальными

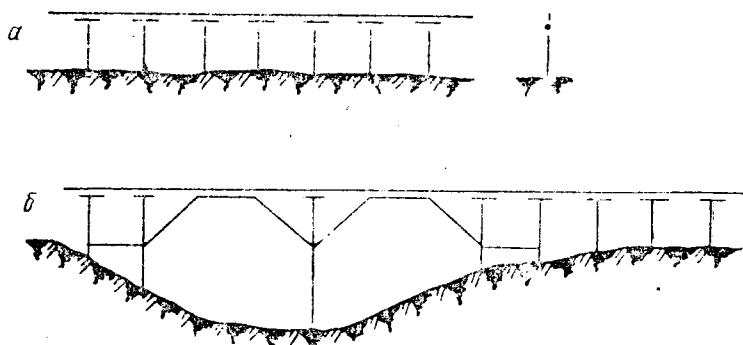


Рис. 81. Схемы эстакад однорельсовых дорог:
а—простейшая схема эстакады однорельсовой дороги; б—эстакада, пролеты которой усилены ригелями

продольными и поперечными схватками. Нарращивание стоек может быть в случае надобности осуществлено на высоте горизонтальных схваток.

Главную часть эстакад—мостов представляют собой их опоры, иногда весьма сложные и дорогие. Пролетное строение устраивается по возможности более простым по конструкции и составляет незначитель-

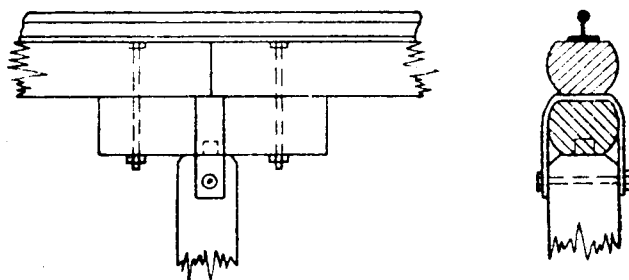


Рис. 82. Узел эстакады однорельсовых дорог

ную часть стоимости всего сооружения. Иногда экономически целесообразно сначала построить эстакаду, а затем произвести с эстакады отсыпку земляного полотна, причем сама эстакада остается в теле насыпи.

В лесной промышленности находят применение специальные типы эстакад, например для однорельсовых дорог, лесотасок и т. д.

На рис. 81, а показана простейшая схема эстакады однорельсовой дороги. На стойки этой эстакады уложен одиночный прогон, поддерживаемый подбалками. Такая схема возможна только при небольшой высоте эстакады.

На рис. 81, б представлена эстакада, пролеты которой усилены ригелями.

Конструкция узла эстакады однорельсовых дорог показана на рис. 82. По верху прогона уложен рельс, по которому перемещается

подвижной состав дороги. При некоторой высоте эстакада становится неустойчивой в поперечном направлении и для увеличения ее устойчивости приходится ставить укосины, упирающиеся в откосные сваи.

При подкосных системах жесткость эстакады в продольном направлении обеспечивается постановкой затяжек.

При расположении эстакады на кривой с внешней стороны эстакады ставятся укосины.

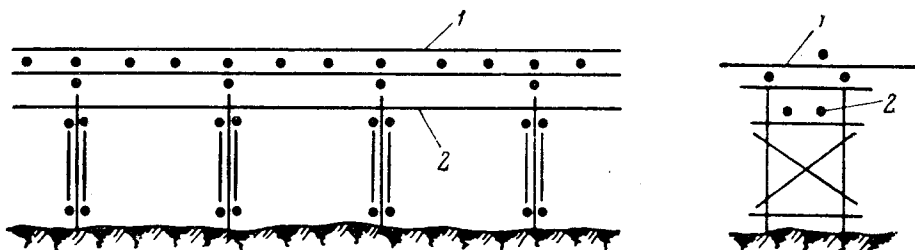


Рис. 83. Схема эстакады лесотаски:

1 — загрузженный транспортер; 2 — порожний транспортер

На рис. 83 приведена схема эстакады лесотаски — сооружения, широко распространенного на лесозаготовительных предприятиях. Назначение этой эстакады — поддержание транспортера, служащего для передачи бревен. Брусья — полозья, по которым перемещается транспортер, являются существенно необходимыми частями. Таких направляющих брусьев должно быть две пары при одном транспортере. Примерные габаритные расстояния между направляющими брусьями показаны на рис. 84.

Эстакады лесотасок имеют некоторую конструктивную особенность; загрузженный транспортер 1 должен быть поддержан значительно сильнее, чем порожний 2, для которого направляющие могут быть переброшены с опоры на опору (рис. 83).

Простая балочная система эстакады возможна лишь при небольшой высоте. При высоте эстакады, превышающей 4—5 м, выгоднее идти на увеличение пролетов, делая их примерно равными высоте эстакады. Здесь так же, как и в мостах, применяются трапециевидные и ригельные системы. При значительной высоте эстакады в поперечном направлении также следует применять укосины.

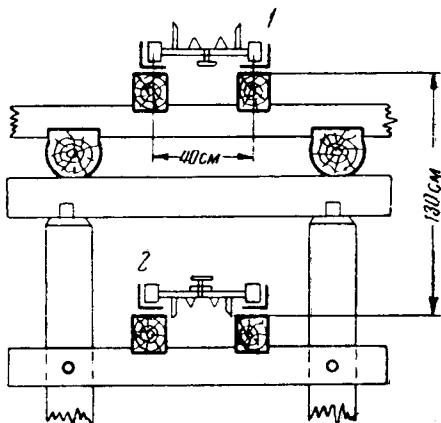


Рис. 84. Верхняя часть эстакады лесотаски

ГЛАВА VIII

РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

§ 24. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА

При расчете сооружений предварительно должны быть определены усилия, возникающие в отдельных элементах от воздействия на сооружение заданных нагрузок.

По ранее принятому методу расчета сечения отдельных элементов сооружения подбирались так, чтобы наибольшие напряжения в них были ниже допускаемых напряжений. Кроме того, следовало обеспечить устойчивость сооружения и нормативные величины предельных деформаций.

Этот метод расчета называется расчетом по допускаемым напряжениям.

Необходимо отметить, что отношение опасного напряжения (предел текучести для пластичных или предел прочности для хрупких) материалов к допускаемому напряжению представляет собой некоторый условный коэффициент запаса. Действительный коэффициент запаса, т. е. отношение разрушающей нагрузки к расчетной, отличается от условного. Это отличие обуславливается непостоянством механических характеристик материала, большим или меньшим несоответствием расчетно-теоретической схемы и реального сооружения, влиянием сопряжений элементов конструкций, неточностью размеров и т. д.

Коэффициент запаса, принятый для расчета отдельных элементов, характеризует запас прочности сооружения в целом только в статически определимой системе, в которой все элементы работают на осевые усилия (продольные силы). В этом случае, если в каком-нибудь из элементов напряжения достигнут предел текучести, такой элемент можно считать выбывшим из строя; в связи с этим конструкция становится геометрически изменяемой и теряет несущую способность.

Если сооружение представляет собой статически неопределимую систему, в которой имеются лишние элементы или связи, пластические деформации не выводят всего сооружения из строя, а постепенно уменьшая степень статической неопределимости, превращают его в статически определимую систему, которая еще может нести нагрузку.

Точно так же, если элемент работает не на осевое усилие, а на изгиб, появление в крайних волокнах элемента какого-либо сечения предельных напряжений еще не означает полного исчерпания его несущей способности, так как напряжения остальных волокон этого сечения ниже предельных.

Для таких сооружений принципиально более правильным является новый метод расчета по предельным состояниям. С 1 января 1955 г. введены обязательные для всех министерств и ведомств СССР „Строй-

тельные нормы и правила" (СН и П), согласно которым расчет всех строительных конструкций должен вестись по методу предельных состояний.

Разработка этого метода расчета является большим достижением отечественной науки (работы профессоров А. А. Гвоздева, Н. С. Стрелецкого, А. Р. Ржаницына и др.).

Предельным состоянием называется такое состояние конструкции, при котором дальнейшая ее эксплуатация становится невозможной. Согласно СН и П расчет деревянных конструкций должен производиться по двум предельным состояниям: по несущей способности (прочности или устойчивости) и по деформации (или колебаниям).

Расчет по несущей способности является обязательным для всех конструкций и должен производиться на воздействие расчетных нагрузок.

Расчет по деформациям производится для таких конструкций, как балки, фермы, и для отдельных элементов, работающих на изгиб, так как величина деформаций может в известных случаях ограничить возможность нормальной эксплуатации конструкций вследствие чрезмерных прогибов и т. п.

Нормы и технические условия проектирования деревянных конструкций (Н и ТУ 122—55) учитывают не только качество древесины, ее физико-механические свойства, пороки, однородность и т. д., но и условия работы элементов деревянных конструкций в действительных условиях.

Новый метод расчета по сравнению со старым является более прогрессивным. Прежний единый коэффициент запаса, учитывавший все изменения и отклонения действительных схем от расчетных, а также все отклонения прочности материалов от их средних значений, в новых нормах проектирования заменен системой трех отдельных коэффициентов:

1) коэффициентом перегрузки $n > 1$, учитывающим наибольшую возможную перегрузку по сравнению с нормативной нагрузкой;

2) коэффициентом однородности материала $k < 1$, учитывающим возможное понижение прочности против нормативного сопротивления;

3) коэффициентом условий работы $m < 1$, учитывающим понижение несущей способности конструкции вследствие отступления от расчетной схемы, условий эксплуатации, неточности изготовления, влияния среды и т. п.

На основании изложенного формула расчета по первому предельному состоянию может быть выражена в следующем виде:

$$\sum \alpha P_n n \leq m k R_H (\Phi),$$

где:

α — числа влияния нагрузок для данного расчетного положения;

P_n — нормативные нагрузки;

R_H — нормативное сопротивление материала (предел прочности или предел пластичности);

(Φ) — геометрическая характеристика сечения (площадь, момент сопротивления и т. д.).

Расчет по второму предельному состоянию заключается в проверке общих упругих деформаций (прогибов), общих остаточных деформаций (осадка опор), общих колебаний сооружения и т. д.

Расчетная формула в этом случае имеет следующий вид:

$$\Delta \leq f,$$

где:

Δ — вычисленная величина деформации;

f — величина деформации, допускаемая СН и П или Н и ТУ.

Таким образом, при расчете по второму предельному состоянию деформации или перемещения конструкций под действием нормативных нагрузок, определяемых при невыгоднейшем их сочетании, не должны быть больше предельных значений, установленных нормами.

§ 25. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Центрально-растянутые и центрально-сжатые простые элементы

Расчет центрально-растянутых элементов производят по формуле:

$$N \leq m_p R_p F_{\text{нт}},$$

где:

- N —расчетная нормальная сила в рассматриваемом сечении;
- m_p —коэффициент условий работы элемента на растяжение, принимаемый для элементов, не имеющих ослаблений в расчетном сечении, $m_p=1$, а для элементов, имеющих ослабление, $m_p=0,8$;
- R_p —расчетное сопротивление древесины растяжению вдоль волокон;
- $F_{\text{нт}}$ —площадь нетто поперечного сечения.

Расчет центрально-сжатых элементов производят по формуле:

$$N \leq m_c R_c F_{\text{нт}}.$$

Здесь:

- m_c —коэффициент условий работы элементов на сжатие, принимаемый равным единице;
- R_c —расчетное сопротивление древесины сжатию вдоль волокон.

Расчет центрально-сжатых элементов на устойчивость производится по формуле:

$$N \leq m_c \cdot \varphi \cdot R_c \cdot F_p.$$

В этой формуле:

- φ —коэффициент продольного изгиба, определяемый обычным путем;
- F_p —расчетная площадь поперечного сечения для расчета на устойчивость; при отсутствии ослаблений $F_p=F_{\text{бр}}$, где $F_{\text{бр}}$ площадь бревна.

Если ослабления не выходят на ребро и площадь ослабления не превышает 25%, $F_p=F_{\text{бр}}$, а если выше 25%, $F_p=\frac{4}{3} F_{\text{нт}}$. При симметричных ослаблениях, выходящих на ребро, $F_p=F_{\text{нт}}$, а при несимметричных ослаблениях расчет следует вести как для внецентренно-сжатого элемента.

Изгибаемые элементы

Расчет изгибаемых элементов на прочность производится по формуле:

$$M \leq m_{\text{и}} R_{\text{и}} W_{\text{нт}},$$

где:

- M —расчетный изгибающий момент в рассматриваемом поперечном сечении;
- $m_{\text{и}}$ —коэффициент условий работы элемента на изгиб;
- $R_{\text{и}}$ —расчетное сопротивление древесины изгибу;
- $W_{\text{нт}}$ —момент сопротивления нетто рассматриваемого поперечного сечения.

Для досок, брусков и брусьев с размерами сторон сечения менее 15 см, а также клееных элементов $m_{\text{и}}=1$.

Для брусьев и клееных элементов сплошного прямоугольного сечения с размерами сторон 15 см и более при отношении высоты сечения элемента к его ширине $h/b \leq 3,5$ $m_n=1,15$. Для бревен, не имеющих врезок в расчетном сечении, $m_n=1,2$. Для клееных элементов с высотой сечения более 50 см при ширине ≤ 10 см $m_n=0,85$. Для клееных элементов двутаврового сечения:

$$\begin{aligned} \text{при } b_1/b &= 0,5 & m_n &= 0,90; \\ \text{" } b_1/b &= 0,33 & m_n &= 0,80; \\ \text{" } b_1/b &= 0,25 & m_n &= 0,75; \end{aligned}$$

где b_1 —толщина стенки, b —ширина полки.

Для составных балок при $l \geq 4$ м на пластинчатых нагелях: из двух элементов $m_n=0,9$; из трех элементов $m_n=0,8$.

Для деревянных балок из двух и трех элементов на деревянных призматических шпонках и колодках $m_n=0,8$.

Прочность на скалывание при изгибе проверяется по формуле:

$$Q \leq m_{ск} R_{ск} \frac{I_{бр} b}{S_{бр}},$$

где:

Q —расчетная поперечная сила;
 $m_{ск}$ —коэффициент условий работы на скалывание, равный $m_{ск}=1$ по древесине, $m_{ск}=0,75$ по клееным швам шириной 8 см, при швах шириной менее 8 см $m_{ск}=0,5$;
 $R_{ск}$ —расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон;

$I_{бр}$, $S_{бр}$ и b —соответственно момент инерции брутто всего сечения, статический момент сдвигаемой части и ширина сечения.

При косом изгибе:

$$\frac{M_x}{m_n W_x} + \frac{M_y}{m_n W_y} \leq R_n,$$

где M_x , M_y , W_x и W_y —составляющие расчетного изгибающего момента и моменты сопротивления для главных осей x и y .

Внецентренно-растянутые и внецентренно-сжатые элементы

При одновременном действии изгиба с растяжением или сжатием расчет производится по формулам

$$\begin{aligned} \frac{N}{m_p R_p F_{нт}} + \frac{M}{m_n R_n W_{нт}} &\leq 1; \\ \frac{N}{m_c R_c F_{нт}} + \frac{M}{m_n \xi R_n W_{нт}} &\leq 1, \end{aligned}$$

где коэффициент $\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3100 R_c F_{бр}}$, а остальные обозначения имеют прежние значения.

Смятие и скалывание

Предельное состояние по несущей способности соединений, рассчитываемых на смятие и скалывание (соединения на врубках, призматических шпонках и т. д.), определяется по формулам из условия смятия древесины:

$$T = m_{см} R_{см} F_{см},$$

из условия скалывания древесины:

$$T = m_{\text{ск}} R_{\text{ск}}^{\text{ср}} \cdot F_{\text{ск}}.$$

В этих формулах:

- T —расчетная несущая способность;
- $m_{\text{см}}$ —коэффициент условий работы соединения на смятие, принимаемый равным единице;
- $F_{\text{см}}$ —расчетная площадь смятия;
- $m_{\text{ск}}$ —коэффициент условий работы соединения на скалывание;
- $F_{\text{ск}}$ —расчетная площадь скалывания;
- $R_{\text{сма}}$ —расчетное сопротивление древесины смятию под углом α к направлению волокон;
- $R_{\text{ск}}^{\text{ср}}$ —расчетное среднее сопротивление скалыванию по площадке скалывания.

При расчете по приведенным выше формулам делается предположение, что смятия равномерно распределяются по площадкам смятия, а напряжения скалывания—неравномерно.

В лобовых врубках и элементах составных балок на шпонках при длине скалывания не более 2 толщин брутто элемента и 10 глубин врезки принимают среднее сопротивление скалыванию равным:

для древесины сосны и ели:

$$R_{\text{ск}}^{\text{ср}} = 12 \text{ кг/см}^2;$$

для древесины дуба в поперечных шпонках при отношении длины к высоте, равном 2,5:

$$R_{\text{ск}}^{\text{ср}} = 10 \text{ кг/см}^2,$$

то же в продольных шпонках:

$$R_{\text{ск}}^{\text{ср}} = 20 \text{ кг/см}^2.$$

Среднее расчетное сопротивление древесины скалыванию под углом α определяется по формуле:

$$R_{\text{ска}}^{\text{ср}} = \frac{R_{\text{ска}}}{1 + \beta \frac{l_{\text{ск}}}{e}},$$

где:

- $R_{\text{ска}}$ —расчетное наибольшее сопротивление древесины скалыванию под углом;
- $l_{\text{ск}}$ —расчетная длина плоскости скалывания, которая не должна превышать 10 глубин врезки;
- e —плечо сил скалывания, равное при односторонней врезке $0,5h$, при симметричной двусторонней врезке $0,25h$, при этом $\frac{l_{\text{ск}}}{e} \geq 3$ (h —размер сечения);
- β —коэффициент, равный при расчете на скалывание растянутых элементов с односторонним расположением площадки скалывания 0,25, а при расчете на скалывание сжатых элементов с промежуточным расположением площадки скалывания—0,125.

К основному среднему сопротивлению скалыванию следует брать поправочные коэффициенты на условия эксплуатации конструкции, на воздействие монтажных нагрузок и на породу древесины.

Коэффициент условий работы на скалывание лобовых врубок принимается равным:

для врубок с одним зубом $m_{ск}=1$;
 для врубок с двумя зубьями при расчете первого от торца зуба
 $m_{ск}=0,8$;
 то же при расчете второго зуба $m_{ск}=1,15$.
 Коэффициент условий работы на скалывание при расчете соединений на деревянных призматических шпонках принимается:
 для поперечных шпонок $m_{ск}=0,9$;
 для продольных шпонок и колодок $m_{ск}=0,8$;
 для элементов, соединяемых поперечными шпонками, $m_{ск}=0,85$;
 для элементов, соединяемых продольными шпонками и колодками,
 $m_{ск}=0,7$.

Нагельные сопряжения

Для симметричных соединений расчетная несущая способность T в килограммах на один срез нагеля принимается равной из условия смятия в средних элементах

$$T=50 cd;$$

то же, в крайних элементах

$$T=80 ad,$$

где:

d —диаметр нагеля;

c и a —толщины среднего и крайнего элементов.

Соответственно для несимметричных соединений по условиям смятия во всех элементах равной толщины и в более толстых элементах односрезных соединений:

$$T=35 cd;$$

по условию смятия в более тонких элементах:

$$T=80 ad.$$

На изгиб нагеля (в симметричных и несимметричных соединениях):

для гвоздя $T=250 d^2 + a^2$, но не более $400 d^2$,

для стального цилиндрического нагеля:

$$T=180 d^2 + 2 a^2, \text{ но не более } 250 d^2.$$

ГЛАВА IX

ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ И СОСТАВЛЕНИЕ СМЕТ

§ 26. ОРГАНИЗАЦИЯ И МЕХАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА

При постройке моста, кроме технического проекта, необходимо иметь рабочие чертежи и тщательно продуманный план организации работ.

Календарный график производства работ дает наглядную картину распределения работ по постройке моста во времени и является важнейшим элементом проекта организации работ.

На основе графика осуществляется оперативное руководство строительством, планируется потребность в рабочей силе, материалах и механизмах.

Календарный график составляется на основании заданных сроков начала и окончания строительства.

Все намеченные в графике сроки должны быть реальными. Поэтому к составлению графика можно приступить только после обстоятельного изучения всех условий, в которых будет протекать строительство.

Ниже в виде примера приводится график по сооружению автодорожного деревянного моста через большую реку.

Кроме общей таблицы на количество основных материалов, составляется спецификация на материалы.

В плане организации работ должен быть разработан также проект строительной площадки (показано размещение всех вспомогательных построек, складов, дорог и пр.).

Строительная площадка должна располагаться преимущественно на том берегу, к которому имеются наиболее удобные подъездные пути.

До начала постройки моста необходимо произвести подготовительные работы; заготовку материалов, постройку вспомогательных зданий, установку оборудования и машин. Склад леса устраивается вблизи места постройки моста; здесь же назначается место для обработки лесоматериалов с таким расчетом, чтобы готовые элементы удобно было транспортировать к мосту.

На строительной площадке должна быть устроена кузница, которую для пожарной безопасности располагают в стороне от лесных материалов, ближе к воде. Для хранения инструментов, металлических частей и пр. устраивается кладовая.

Контора строительства помещается поблизости от моста, в таком месте, откуда видны все работы по его строительству. Бараки для рабочих со всеми подсобными помещениями устраиваются у границы стройплощадки.

Разбивка положения моста на местности. Разбивка моста заключается в том, что на месте работ определяются и закрепляются продольная ось моста, оси всех опор и детальные размеры опор с точным расположением всех свай.

Календарный график

Наименование работ	Единица измерения	Количество	Расход рабочей силы на единицу	Месяцы											
				всего	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX		
I. Подготовительные															
Постройка временных зданий . . .	м ²	4000	0,9	3600				15							
Сооружение подъездных и внутренних путей	км	автодорожный 1,5 узкоколейный 3,2	170 70	251 224											
						18									
II. Постройка опор															
Забивка деревянных свай	шт.	360	1,4	504		18	30		Ледоход Паводок						
III. Монтаж пролетных строений															
Сооружение подмостей для пойменных пролетов . .	м ²	660	3,8	2508						20	25				
Сборка пролетов . .	м ²	400	4,4	1760							15	25			
IV. Прочие работы															
Сооружение струенаправляющих дамб	м ²	3400	0,36	1224											
Итого рабочей силы															

Количество рабочей силы, необходимое для строительства моста по основным профессиям

Профессия	Месяцы											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X		
Плотники	100	120	100	100	—	—	—	—	—	—		
Разнорабочие	200	200	200	100	140	260	260	—	—	—		
и т. д.												

График потребности в материалах составляется на основании подсчетов объемов работ и календарного графика работ и может быть представлен в виде следующей таблицы.

Количество основных материалов, требующееся для строительства моста

Наименование материалов	Месяцы											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	итого	
Лес круглый (в м ³)	600	600	600	400	400	400	1000	1000	200	—	6200	
» пиленный (в м ³)												
Железо сортовое (в т) и т. д.												

Разбивка моста начинается с провешивания продольной оси; эта работа производится при помощи угломерного инструмента. Для небольших мостов (до 20 м) провешивание оси разрешается делать без применения угломерных инструментов.

После провешивания ось моста закрепляется кольями *A* и *B*, установленными за пределами моста (рис. 85). На оси моста отмеряют от ближайшего пикета положение первой и последней опор и в соответствующих точках *1* и *4* забивают колья. После этого намечают расположение всех промежуточных опор.

Ось опор разбивается гониометром или при помощи деревянного шаблона в виде прямоугольного треугольника.

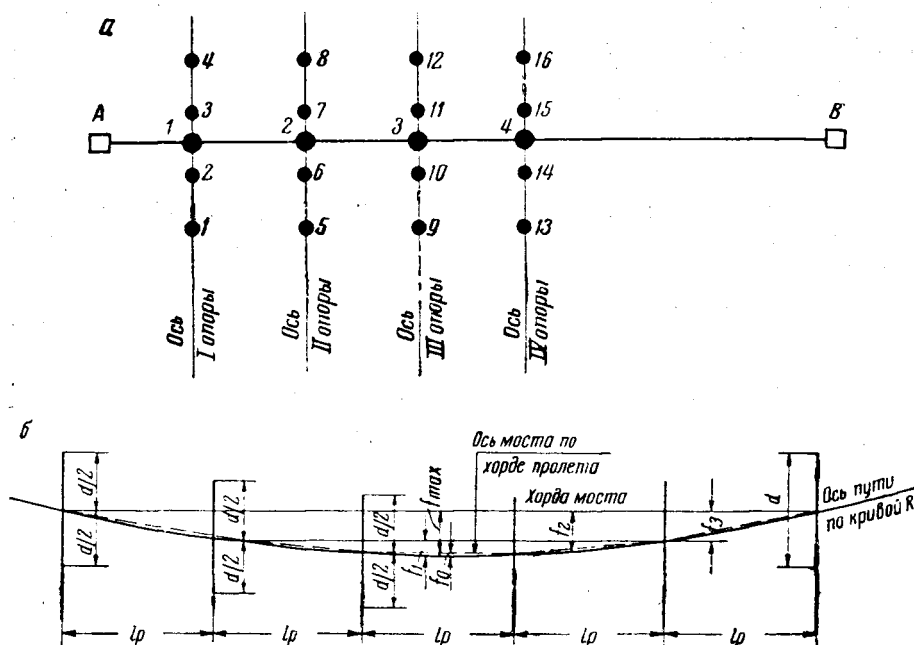


Рис. 85. Схема разбивки моста:
а — на прямой; б — на кривой

Правильность всех разбивок контролируется промером всех расстояний не менее двух раз.

При разбивке оси большого деревянного моста длиной свыше 80 м следует пользоваться оптическими угломерными инструментами (теодолитом) и выверенными стальными лентами и рулетками.

Если мост пересекает реку, для разбивки в летнее время оси моста и осей опор необходимо устроить легкие подмости в пределах речной части вдоль оси моста и вокруг опор. Подмости для разбивки продольной оси моста состоят из двух рядов свай, забитых параллельно оси моста. Расстояние между рядами свай 1—1,5 м, расстояние между сваями в ряду 3—4 м. К насадкам свай пришиваются доски настила, на котором производится разбивка. Для разбивки осей опор и определения положения отдельных свай около каждой опоры делается обноска, состоящая из легких свай, забиваемых вручную вне пределов будущих подмостей для копра.

Зимой разбивку моста удобнее производить со льда, с вмораживанием разбивочных кольев в лед.

При постройке моста необходимо делать вертикальную разбивку, состоящую в назначении отметок среза свай, насадок и пр. Для верти-

кальной разбивки должен быть установлен репер вблизи места постройки с таким расчетом, чтобы была обеспечена сохранность его до окончания постройки моста.

Большое значение для успеха строительства имеет своевременное создание хорошо оборудованного стройдвора в районе нижнего склада лесовозной дороги или стройпоезда.

Заготовка строительных деталей для искусственного сооружения в специально оборудованных цехах, стройдворах и т. д., кроме сокращения рабочей силы на приготовление единицы продукции, ставит строительство в меньшую зависимость от времени года и климатических условий и обеспечивает получение продукции (отдельных конструктивных элементов) лучшего качества.

Сборность искусственных сооружений наряду с многократной повторяемостью унифицированных элементов должна быть положена в основу при проектировании не только отдельного сооружения, но и искусственных сооружений лесовозных дорог в целом. При этих условиях строительная площадка превращается как бы в монтажно-сборочный цех.

Типизация строительства, индустриализация изготовления конструкций и деталей, широкая механизация работ обеспечивают возможность перехода на скоростные методы строительства. Строительство скоростными методами имеет исключительно большое народнохозяйственное значение: экономические показатели стройки значительно улучшаются, сокращаются накладные расходы, ускоряется ввод в эксплуатацию как лесовозной дороги, так и лесозаготовительного предприятия в целом.

Обязательным условием развития скоростных методов является максимальная механизация строительных работ, в первую очередь наиболее трудоемких. Так, применение электрифицированного инструмента на плотничных работах повышает производительность труда плотников в 10 раз и т. д.

Механизация строительных процессов облегчает труд рабочих, снижает стоимость строительства, ускоряет производство работ и повышает их качество.

§ 27. ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ

Постройка свайных опор моста

Процесс постройки свайных опор состоит из заготовки и забивки свай, их наращивания, укладки насадок, постановки горизонтальных и диагональных схваток и т. п.

Диаметр свай для опор моста обычно бывает не менее 22 см, а для подмостей 15—18 см. Длина свай зависит от их назначения и имеющегося леса. На сваи следует брать длинный лес, чтобы избежать наращивания их в процессе забивки.

Бревна для свай должны быть прямыми и ровными. С бревен необходимо удалить кору, снять все неровности для придания свае правильной формы. Обтеска на правильный цилиндр и острожка не делаются. Конец свай должен быть заострен в виде четырехугольной пирамиды высотой, равной от 1 до 2,5 диаметра сваи; заостренный конец должен быть несколько пригнут. При забивке сваи в слабые грунты производить заострение не требуется. Для обработки острия свай рекомендуется применять шаблоны.

Для защиты острия свай от размочаливания применяются сварные или кованые башмаки из полосового или листового железа толщиной 6—8 мм. Башмакам придается такая же форма, как и заостренному концу сваи. Башмак прибивается к свае кованными гвоздями.

Голова сваи должна быть обрезана перпендикулярно к ее оси. Для предохранения головы свай от размочаливания на нее надевается желез-

ное кольцо—бугель, изготавливаемый из полосового железа толщиной 10—20 мм и шириной 50—100 мм с внутренним диаметром на 2—3 см меньше диаметра головы сваи, которая при этом затесывается на конце.

Для забивки свай применяются ручные копры, механические копры с воротом или ручной лебедкой, машинные копры с паровой или электрической лебедкой, копры с паровыми или пневматическими молотами одиночного действия, такие же копры, но с молотами двойного действия, у которых корпус остается неподвижным на голове сваи, а ударная часть движется внутри корпуса, дизельмолоты, работающие на тяжелом жидком топливе, с успехом применяемые на строительстве лесозаготовительных предприятий, и специальные вибраторы для погружения свай.

Забивка свай ручной бабой производится только при постройке легких подмостей, при незначительных ремонтах и в крайних случаях при постройке небольших мостиков. Во всех остальных случаях для забивки применяются копры и свайные молоты.

Забивка свай ручной бабой на сухом месте осуществляется с помоста—трапа, на который становятся рабочие. Сваю при этом предварительно вкапывают в грунт на глубину 0,75—1 м. Вверху сваи просверливают сквозное отверстие и вставляют в него лом, на который опирается конец трапа; при забивке свая раскачивается веревками для придания ей устойчивости.

Ручная бойка производится также с подмостей на козлах; этот способ может быть применен и на реках с небольшой глубиной воды.

Для забивки свай копром устраиваются подмости на клетках, козлах и сваях. Подмости на клетках из бревен, скрепленных скобами, можно применять при постройке опор для небольших мостов при глубине воды до 0,5 м. Подмости на козлах и на сваях должны быть покрыты дощатым настилом, уложенным по прогонам.

Для забивки свай на глубокой реке применяется пловучий копер, простейшим видом которого является обыкновенный копер, устанавливаемый на баржи.

На замерзших реках, если лед обладает достаточной толщиной и прочностью, забивку свай, как и всю постройку моста, удобно вести зимой со льда. При забивке свай на льду для копра устраивается специальный помост.

При организации свайных работ важно сокращать время на передвижку копра из одного рабочего положения в другое. Для этого при большом строительстве целесообразно применять батарейные копры, состоящие из двух-четырех спаренных копров и позволяющие производить одновременно забивку двух-четырех свай.

Сваи должны быть забиты в грунт до получения необходимого отказа, т. е. так, чтобы величина погружения сваи от ударов бабы не превышала определенных величин, значение которых рассчитывается, как указывалось выше, по формуле Герсеванова.

Одновременно требуется, чтобы давление на отдельную сваю не превышало определенных величин, зависящих от диаметра свай. Согласно техническим условиям полная глубина забивки свай ввиду возможности подмыва, а также в зависимости от характера грунта и характера нагрузки на сваю должна быть не менее 3—4 м; на эту глубину следует забивать сваи даже в том случае, если требуемый отказ получится при меньшей глубине погружения свай. Расчетный вес бабы копра в зависимости от проектных размеров свай может быть определен по данным табл. 30.

При забивке свай ниже уровня нижней рамы копра разрешается применять подбабок. Если свая при забивке отклонилась от отвесного положения свыше $\frac{1}{30}$ длины наземной части, то это отклонение должно быть обязательно выправлено.

Таблица 30

Расчетный вес бабы в зависимости от размеров свай

Длина свай в м	Вес бабы в кг				
	при диаметре свай в см				
	15	22	27	31	36
4	245	345	520	680	880
5	320	460	670	870	1150
7	460	670	970	1270	1710
9	540	780	1150	1490	1950
10	685	1020	1540	1945	2560

Во время забивки свай необходимо вести особый журнал, в котором для каждой сваи отмечаются все основные данные по забивке.

При забивке свай в песчаные гравелистые и щебенистые грунты с успехом применяют погружение свай при помощи подмыва грунта струей воды.

Постройка рамных опор

Изготовление и сборку рам следует производить в централизованном порядке на строительном дворе с целью механизации отдельных процессов.

Изготовление рам непосредственно в пролете моста целесообразно только в исключительных случаях. Обычно рамные опоры изготавливают на специальной площадке на берегу, вблизи места постройки моста.

Сборка рам производится из заранее заготовленных элементов. Сборку ведут на выровненной площадке на подкладках из бревен или на специальных площадках—шаблонах, на которых собираются рамы любых размеров.

В качестве основания рамных опор используются лежни, свайные ростверки, ряжи или при плотных грунтах спланированная поверхность дна котлована. Засыпка котлованов производится песком или гравием с постепенным трамбованием.

Постройка ряжевых опор

Летом ряжи рубят на берегу, если имеется удобный пологий спуск к воде; если такого спуска нет, рубку приходится производить на плотках или на специально построенных подмостях.

При рубке на берегу выбранное место планируют и с берега в воду укладывают ряд лежней. Ряж собирается на бревнах, уложенных перпендикулярно лежням. Эти бревна служат в дальнейшем катками для спуска ряжа в воду.

Чтобы спущенный в воду ряж оказался на плаву и не сел на мель, необходимая его высота h при спуске должна быть не более $1,2h_0$, где h_0 —глубина воды на месте спуска ряжа.

Плавающий ряж буксируется к месту установки, где закрепляется якорями. Далее наращивают следующие венцы, причем ряж постепенно погружается; затем приступают к загрузке ряжа камнем, ведя ее равномерно по всей площади ряжа.

Чтобы получить горизонтальную площадку для основания ряжевой опоры моста, дно реки перед погружением ряжа планируется. Иногда дно выравнивается подсыпкой камня, гравия или песка.

Ряжевые опоры наиболее удобно строить зимой со льда. Толщина льда для безопасной сборки ряжа должна быть не менее 30—50 см.

Если дно реки требует планировки, над местом установки ряжа делается прорубь и производится планировка дна реки. Ряж, срубленный около проруби, собирают на высоту $h \leq b$ (где b —ширина ряжа) и спускают в прорубь при помощи канатов и лежней. Если дно реки не требует планировки, рубку ряжа производят на льду на месте устройства опоры. После сборки 5—6 венцов лед прорубают и спускают ряж в воду.

Опускание ряжа со льда облегчает подвозку материалов и сборку ряжа, а также обеспечивает правильную его осадку.

Для предохранения ряжевой опоры от подмыва дно реки вокруг ряжа укрепляют каменной наброской высотой 1—1,5 м. Верх каменной наброски отделяют в виде горизонтальной бермы шириной 0,5—1 м.

Постройка балочных и подкосных мостов

Для балочных мостов на насадки опор укладывают прогоны с врубками. При укладке прогонов на насадки применяют наклонные подмости, устроенные в начале моста, или краны. В коротких мостах горизонтальное перемещение прогонов вдоль моста производят ручным способом.

Установленные на место прогоны выверяют по уровню и скрепляют скобами и болтами; после этого укладывают поперечины и настил проезжей части.

Для сборки балочных пролетных строений с многоярусными прогонами устраивают легкие рабочие подмости в виде настила, уложенного на пластинах, приболченных к коренным сваям опор моста. При другой конструкции подмостей рабочий настил укладывают на козлы, установленные на подмостях, служащих для размещения копра при забивке свай.

Зимой подмости устраивают на козлах, установленных на льду. Зимнее время, как указывалось выше, вообще более удобно для устройства опор и сборки пролетных строений деревянных мостов.

Сборка мостов подкосных систем сложнее, чем балочных, и требует устройства специальных подмостей.

При сборке высоких мостов и при глубокой воде подмости устраивают на сваях. Сваи подмостей расширяют горизонтальными и диагональными схватками, устанавливаемыми в продольных и поперечных направлениях. Если мост строят в зимнее время со льда или на суходоле, сваи заменяют стойками.

При сборке низких мостов на неглубоких реках можно устраивать подмости на козлах. При этом следует по возможности использовать подмости, устроенные для забивки свай.

Настил подмостей располагают на 30—40 см ниже низа ригеля пролетного строения. На настиле подмостей разбивают оси прогонов и середину пролета.

Обработка и изготовление элементов моста в настоящее время максимально механизмуется путем применения дисковых и ленточных электропил, а также электросверл, электродолбежников и электрорубанков.

Для ускорения работ и увеличения точности их выполнения, особенно при большом числе одинаковых врубок и сопряжений, следует применять специальные шаблоны.

Шаблоны изготовляют из досок толщиной 2—3 см, надевают их на обрабатываемый элемент и закрепляют в точном положении, после чего изготовляют врубки.

Пакетные пролетные строения следует изготовлять на строительных дворах, а затем уже устанавливать в пролете. В отдельных случаях

пакеты можно изготовлять и собирать на месте. Сборка в этом случае производится продольной надвижкой бревен или металлических балок по ранее уложенным. Первое бревно или балку пакета укладывают путем поперечного подъема балки по наклонным следам. При большой длине пакетного строения надвижку собранного пакетного пролетного строения можно произвести по подмостям из рельсов или бревен при помощи лебедки, установленной на опоре или тракторе.

Пролетное строение можно устанавливать вместе с мостовым полотном.

Пакеты могут подаваться на опоры и при помощи кранов. В отдельных случаях для надвижки можно применять промежуточные опоры.

При небольших пакетах надвижка может быть выполнена по рельсам на катках даже вручную.

Особенности постройки мостов в районах вечной мерзлоты

Постройка опор деревянных мостов в районах вечной мерзлоты представляет большие трудности.

Наиболее часто наблюдается пучение опор деревянных мостов. Оно вызывается тем, что активный оттаивающий летом слой, примерзая в начале зимы к сваям, увеличивается в объеме при замерзании и поднимает сваи. Кроме того, наблюдаются также пучения, вызываемые давлением грунтовых вод.

Вредные влияния вечной мерзлоты на деревянные мосты могут быть предотвращены либо путем устранения отрицательных свойств мерзлого грунта, либо путем применения конструкций, сопротивляющихся деформациям от пучения.

К мероприятиям первого рода относятся осушение активного слоя при помощи дренажей и устройство мерзлотных поясов.

При устройстве дренажа грунтовые воды на расстоянии 10—20 м выше сооружения пересекают глиняной перемычкой, врезаемой до слоя вечной мерзлоты. Выше перемычки вырывают водосборную канаву и колодцы, заполняемые камнем или бревнами (в зависимости от срока службы сооружения) и утепляемые сверху глиной с соломой, навозом и др. Вода, собирающаяся в водосборных колодцах, выводится за пределы сооружения при помощи отводящих рвов, также заполняемых камнем или бревнами.

Мерзлотный пояс представляет собой канаву, вырытую поперек тальвега на расстоянии 100—150 м выше сооружения и имеющую ряд глубоких колодцев (срубов), доходящих до вечной мерзлоты. С наступлением зимы грунт вокруг мерзлотного пояса быстро промерзает на большую глубину и преграждает путь грунтовой воде, которая, ища себе выход, вырывается на поверхность земли, образуя наледи.

Появление деформации может быть также предотвращено заменой пучинистого грунта или его утеплением. При замене грунта котлован для лежневых или ряжевых опор заполняется грунтом, плохо примерзающим к дереву (галька, гравий).

Рытье котлованов под лежневые или ряжевые опоры следует производить в начале зимы, применяя способ вымораживания. Сущность его заключается в том, что грунт разрабатывают постепенно слоями, при этом все время оставляют нетронутой мерзлую корку толщиной 0,25—0,3 м.

Для утепления вокруг опор устраивают небольшие насыпи из песка, навоза, уменьшающие глубину промерзания и предотвращающие образование пучин.

На больших реках применяют ряжевые опоры, вес которых относительно велик, вследствие чего грунт при пучении не может их поднять.

При использовании свайных опор необходимо стремиться к увеличению давления, передаваемого на отдельные сваи, и уменьшению их периметра сmerzания с грунтом. Это может быть достигнуто путем уменьшения числа свай в опорах за счет увеличения их диаметра, а также применением больших пролетов.

Техника безопасности и охрана труда

Для обеспечения безопасности людей, работающих на строительстве, необходимо устройство ограждений, перил, прочных переходов, применение предохранительных поясов на монтажных работах и т. п. Все временные сооружения, выполняемые на строительстве, должны проверяться в отношении соблюдения требований техники безопасности.

Грузоподъемные и другие механизмы, паровые котлы, от исправности которых зависит безопасность работ, до ввода их в работу проходят испытания, оформляемые официальным представителем инспекции по охране труда.

Для котлов и сложных механизмов ведут особые книги, в которые записывают даты периодического осмотра, результаты испытаний и другие данные.

Важнейшее значение имеет соблюдение требований безопасности при эксплуатации строительных механизмов. Как правило, должны быть разработаны инструкции по эксплуатации всех видов механизмов, применяемых на строительстве, а для лиц, работающих на них, должен проводиться специальный инструктаж с поверочными испытаниями.

Не меньшее значение имеют предохранительные мероприятия и при эксплуатации электротехнического оборудования и электросетей. При работах на реке следует принимать меры для быстрого спасения лиц, упавших в воду. Для этого строительство должно располагать достаточным количеством спасательных кругов и шаров, а у места работ всегда должна находиться дежурная лодка. На крупных реках надо иметь специальный водный спасательный пост с дежурными.

Все переходы в пределах строительства должны быть защищены от падения сверху каких-либо предметов и содержаться в чистоте. Специальные меры приходится принимать при одновременной работе людей в нескольких ярусах: над людьми, работающими внизу, в таких случаях нужно устраивать легкий навес; или же надо устанавливать определенную последовательность работ.

В зимнее время стремянки, лестницы и проходы по подмостям регулярно очищают от льда и снега и посыпают песком.

Проходы на льду должны быть отмечены знаками, все проруби, полыньи и слабые места, находящиеся в пределах работ, ограждаются.

Руководители работ должны регулярно контролировать выполнение мероприятий по технике безопасности.

Наряду с вопросами безопасности важное значение имеет также соблюдение правил производственной санитарии и охраны труда. В соответствии с выполняемой работой должна выдаваться спецодежда и защитные приспособления, очки и пр. На строительстве должны быть умывальники, а в летнее время—душ, сушилки для мокрой одежды, бачки с питьевой водой и т. д.

Основные правила техники безопасности и охраны труда определяются специальными инструкциями и ведомственными указаниями.

Все рабочее, занятые на строительстве, должны пройти краткий инструктаж по безопасности работ, соответствующий их профессии, и сдать испытания, оформляемые документом. При изменении характера работ руководители должны дать дополнительные указания и проверить усвоение их.

На работах рекомендуется вывешивать плакаты по технике безопасности и необходимые указатели („Не стой под грузом“, „Опасно для жизни“ и др.).

Каждый несчастный случай, происшедший на строительстве, тщательно расследуется, и о нем составляется акт по установленной форме.

§ 28. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СТОИМОСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА

Стоимость искусственного сооружения первоначально определяется сводным сметно-финансовым расчетом по проектному заданию.

При двухстадийном проектировании сводный сметно-финансовый расчет, составленный на основании пообъектных сметно-финансовых расчетов на отдельные сооружения, является основным документом для финансирования работ банком.

Примечание. Все строительные организации на территории Советского Союза финансируются одним из перечисленных ниже банков: Промышленным, Коммунальным, Сельхозбанком, Торговым банком.

Расчеты между застройщиком (заказчиком) и подрядной строительной организацией, выполняющей строительные работы, производятся по единичным расценкам, определяющим стоимость отдельных видов работ и конструктивных элементов.

При трехстадийном проектировании, как и при двухстадийном, основным документом для финансирования в банке служит сводный сметно-финансовый расчет, составляемый к проектному заданию на данное строительство.

Расчеты между застройщиком и подрядной строительной организацией производятся по смете, составляемой к техническому проекту на основании единичных расценок.

Содержание сводного сметно-финансового расчета

Сводный сметно-финансовый расчет составляется по форме № 1, приведенной в инструкции по проектированию, и состоит из следующих частей:

Часть I

Глава 1. Подготовка территории строительства (снос строений, планировка площадки, осушение, возмещение за снос существующих строений).

Глава 2. Объекты основного производственного назначения (мосты, трубы, лотки, эстакады и т. д.)

Глава 9. Прочие работы и затраты (геологоразведка; научно-исследовательские работы, удорожание, связанное с производством работ в зимнее время; затраты, связанные с применением льгот; приобретение хозинвентаря; пожарный инвентарь и предметы хозобслуживания).

Часть II

Глава 1. Содержание дирекции строящегося предприятия, включая технический надзор.

Глава 2. Расходы на подготовку эксплуатационных кадров.

Часть III

Глава 1. Временные жилые здания для расселения работников строительства, временные здания и сооружения культурно-бытового и коммунального назначения (квартиры, общежития, столовые, магазины, клубы и т. д.)

Глава 2. Временные здания и сооружения, необходимые для выполнения строительно-монтажных работ (кладовые, склады, навесы, мастерские, временные дороги и заборы).

Глава 3. Приобретение строительных машин, средств транспорта, строительного инвентаря и имущества.

За итогом всех трех частей сводного сметно-финансового расчета следуют „непредвиденные затраты“, составляющие 2,5% от суммы сводного сметно-финансового расчета.

За итогом сметно-финансового расчета с включением непредвиденных затрат указывается возвратная сумма, включающая: а) стоимость материалов, полученных в результате ликвидации временных сооружений; б) ликвидную часть стоимости транспортных средств, строительных машин и механизмов (стоимость машин и механизмов за вычетом стоимости амортизации и затрат на демонтаж).

Содержание строительной сметы

Строительные сметы составляют на следующие основные виды сооружений и работ: строительные работы; оборудование и его монтаж; прочие работы и затраты.

После составления смет по каждому техническому проекту в отдельности составляется сводная смета на все лесозаготовительное предприятие в целом. Форма и содержание этой сметы находится в точном соответствии с формой и содержанием частей сводного сметно-финансового расчета.

Единичные расценки, их содержание и назначение

Единичные расценки служат для определения стоимости единицы отдельных видов работ (1 м³ пролетного строения, опоры и т. д.).

Единичные расценки не являются основным документом для финансирования, а служат вспомогательным материалом для определения стоимости произведенных работ за отдельные периоды и являются точной характеристикой затрат на данный вид работы.

Единичные расценки являются неотъемлемой частью сводной сметы и утверждаются в составе сводной сметы или сводного сметно-финансового расчета.

В состав единичной расценки входят следующие данные:

1. Заработная плата.
2. Стоимость лесоматериалов.
3. Транспортные затраты.
4. Заготовительно-складские расходы.
5. Расходы по эксплуатации механизмов.

1. Заработная плата, определяемая (в соответствии с разрядом работы по данному виду работы) умножением исчисленного количества рабочих дней на расчетную ставку, приведенную в табл. 1, помещенной в „Указаниях о порядке применения сметных норм“ IV части строительных норм и правил, введенных с 1 января 1955 г.

Разряд работы определяется в каждом отдельном случае по IV части сметных норм строительных норм и правил (СН и П, 1955 г.).

2. Стоимость материалов определяется по соответствующим справочникам (ценникам) госпромышленности с начислением на них наценок снабов.

Наценки снабов бывают двух видов: транзитные и складские.

Транзитные наценки начисляются в случае непосредственного поступления материалов от предприятия-поставщика (леспромхоз, завод и т. д.) и составляют в основном 0,4% от стоимости материала. Исключе-

Нормы на 1 м³ древесины в деле (без свай)

№ по порядку	Наименование элементов затрат	Единица измерения	Береговые опоры с заборными стенками				Промежуточные опоры					Рамная надстройка над ряжевыми опорами	Обшивка опор пластинами	Делорезы					
			свайные		рамно-лежащие	в	свайные		рамно-лежащие	ж	з			и	к	л			
			плоские	пространственные			плоские	пространственные											
																	г	д	е
3,2	3,15	3,3	3,9	4,5	5,7	3,6	2,5	3,3	1,55	5,1									
1	Затраты труда	человек-кодень	4,4	4,4	4,2	4,4	4,6	4	4,4	4	4,4	4	5,2	4					
2	Машины	%	1	1	1	4	3	8	13	—	—	—	8	10					
3	Бревна мостовые II сорта до 240 мм	м³	0,5	0,1	0,39	0,5	0,37	0,34	0,85	0,41	—	—	0,9	0,63					
4	То же, более 240 мм	»	0,15	0,42	0,35	0,17	0,45	0,49	0,18	0,56	—	—	—	—					
5	Пластины II сорта 240 мм	»	0,36	0,52	0,3	0,39	0,2	0,22	—	0,07	1,05	—	0,14	0,42					
6	Брусья мостовые II сорта 110—240 мм	»	—	0,04	—	0,06	0,05	—	0,02	—	—	—	—	—					
7	Доски II сорта 40—70 мм	»	0,06	—	0,4	—	—	—	—	—	—	—	0,04	0,01					
8	Болты строительные	кг	17	8,4	16,3	18,9	15,4	16,7	3,95	8,4	—	—	13	10,3					
9	Поковки строительные	»	6,4	6,6	8,7	9,3	6,6	10,5	0,16	31	—	—	22,5	7					
10	Камень бутовый	м³	—	—	—	—	—	—	1,58	—	—	—	—	—					
11	Щебень каменный	—	—	—	0,46	—	—	1,05	—	—	—	—	—	—					
12	Прочие материалы	%	5	10	5	4	8	5	4	4	16	—	6	9					

Примечания:

1. Забивка свай нормами не предусматривается и нормируется по главе IV-Б.2.

2. Нормы графы „ж“ предусматривают обсыпку камнем промежуточной ряжевой опоры. При береговых ряжевых опорах с обсыпкой грунта и трамбованием следует принимать норму расхода бутового камня 0,53 м³, оставляя прочие показатели без изменений.

Нормы на 1 м³ древесины в деле

№ по пор.	Наименование элементов затрат	Единица измерения	Пролетные строения мостов под железную дорогу			Пролетные строения мостов под автомобильную дорогу			
			балочные	подкосные	с фермами Гау-Журавского	балочные	подкосные	с фермами Гау-Журавского	
								из бревен	из брусьев
			а	б	в	г	д	е	ж
1	Затраты труда	человеко-день	4	4,1	10	3,8	3,5	5,6	5,7
2	Разряд работы	—	4,6	4,4	4,8	4,6	4,6	4,6	4,8
3	Машины	%	3	1	15	1	1	1	1
3	Бревна	м³	0,78	0,9	—	0,73	0,75	0,74	0,24
4	Брусья	»	0,23	—	0,96	—	0,04	0,07	0,54
5	Пластины II сорта до 240 мм	»	—	—	—	0,16	0,05	0,03	0,12
6	Доски I сорта с 40—70 мм	»	—	—	—	—	—	0,01	0,01
7	То же, II сорта	»	0,05	0,04	0,07	0,16	0,21	0,16	0,11
8	Брусья дубовые I сорта	»	—	0,12	0,01	—	—	0,04	0,03
9	Болты строительные	кг	15	20	39	1,8	8,5	12	20
10	Тяжи с гайками и подкладками	»	—	—	48	—	—	16	20
11	Поковки строительные	»	0,6	2,3	13	—	1,6	11	8,3
12	Балки двутавровые	т	—	—	0,06	—	—	—	—
13	Сталь толстолистовая	»	—	—	0,01	—	—	—	—
14	» угловая	»	—	—	0,02	—	—	—	—
15	Прочие материалы	%	6	4	10	9	9	4	4

Примечания:

1. Сорт, размеры и тип бревен и брусьев (строительные, мостовые, свайные) следует принимать по проектным данным.

2. Нормы граф «в» и «е» не предусматривают устройства бояка для изготовления ферм Гау-Журавского и гвоздевых. Затраты на устройство бояка следует учитывать особо.

чение составляют лесоматериалы, для которых транзитная наценка установлена в размере 0,6%.

Складские наценки начисляются в случае получения материалов со складов снабов и составляют 4% от основной стоимости материалов.

Цены промышленности на нерудные строительные материалы (песок, гравий, щебень, известь и др.) независимо от источника и способа их получения наценками снаб не облагаются.

На лесоматериалы воздушно-сухого состояния (круглые бревна I сорта и пиленные I и II сортов) в дополнение к наценкам снаб делается наценка на 10% к основной отпускной цене промышленности.

Стоимость пластин расценивается по ценам соответствующего размера и сорта круглого леса с добавлением 30 руб. на 1 м³ на распиловку.

3. Транспортные затраты включают: а) затраты на перевозку железнодорожным транспортом, б) автомобильным транспортом.

а) Затраты на перевозки железнодорожным транспортом определяются в соответствии с тарифами на перевозку грузов по железным дорогам с добавлением 5 руб. на 1 т погрузки и 5 руб. на 1 т разгрузки при потонных перевозках. При повагонных перевозках стоимость погрузочно-разгрузочных работ определяется по табл. А приложения 2, «Указаний о порядке применения сметных норм». Исключение состав-

ляют материалы, перевозимые мелкими партиями (весом до 2 т), на которые установлено повышение нормального тарифа на 180%.

Кроме основных тарифных цен на подачу и уборку вагонов, добавляется 20 руб. за каждую подачу (независимо от расстояния подачи и количества поданных вагонов).

Уборка пустых вагонов (от места выгрузки) производится бесплатно.

При перевозке сыпучих материалов навалом в железнодорожных вагонах за устройство дверных заграждений начисляется 2 р. 94 к. за 1 т перевозимого груза.

За стоимость реквизита (крепления—стойки и растяжки) взыскивается 1 р. 80 к. за 1 м³ перевозимой древесины. При перевозке пиленого леса взыскивается 2 р. 10 к. за 1 м³.

б) В затраты на перевозки автомобильным транспортом входят стоимость данного вида перевозок, определяемая в зависимости от вида груза (класса) и расстояния по существующим тарифам, утвержденным в установленном порядке.

Погрузочно-разгрузочные работы при автомобильных перевозках определяются по табл. Б приложения 2 тех же „Указаний“.

Примечание. При определении веса материалов следует принимать его по табл. 3 приложения СН и П с добавлением веса тары, установленного для каждого вида материалов Инструкцией по пересчету единичных расценок в цены, действующие с 1 июля 1950 г.

4. Заготовительно-складские расходы, составляющие 1,84% на строительные материалы, 1,25% на металлоконструкции и 0,85% на оборудование, начисляются на сумму стоимости материалов и транспортных затрат.

5. Расходы по эксплуатации механизмов делятся на две группы:

группа первая—стоимость амортизации механизма в одну смену (за 8 час.), исчисляемая в процентах от расчетной стоимости механизма (СН и П, том 1 части IV и приложение 6 „Указаний“);

группа вторая—величина заработной платы персонала, обслуживающего механизмы, и стоимость топлива и энергоресурсов (СН и П том 1 части IV и приложение 7 „Указаний“).

Для пояснения приводится форма единичной расценки с полной расшифровкой ее составных данных.

**Единичная расценка на сооружение пролетного строения балочного моста
узкоколейной железной дороги**

(СН и П, т. 2, ч. IV, табл. 829)

Нормы на 1 м³ древесины в деле

Наименование элементов затрат	Единица измерения	Количество	Цена	Сумма
Затраты труда	человекодень	4,0		—
Разряд работы	—	4,6		
Машины (в процентах от стоимости труда)	%	3,00		
Бревна II сорта до 24 см	м ³	0,78		
Брусья пропитанные	»	0,23		
Доски II сорта 40—70 мм	»	0,05		
Болты строительные	кг	15,0		
Поковки строительные	»	0,6		
Прочие материалы (в процентах от стоимости основных материалов)	%	6		
Всего				

Примечание. Стоимость машиносмен определена в процентах от стоимости труда (см. СН и П, т. 1, ч. IV, стр. 14, примечание 86).

В настоящее время единичные расценки составляются порайонно по каждому из ведомств. Составляются они централизованно и являются обязательными на всех стройках данного ведомства.

На стр. 147 и 148 даны нормы затрат труда и материалов на 1 м³ древесины в деле для пролетных строений, опор и ледорезов наиболее распространенных искусственных сооружений. Таблицы заимствованы из 2 тома IV части „Строительных норм и правил“ с сохранением соответствующей нумерации.

ЛИТЕРАТУРА

Гибшман Е. Е., Деревянные мосты на автомобильных дорогах, Издательство Министерства коммунального хозяйства РСФСР, 1945.

Голосовкер И. Я., Борьба с гниением древесины в зданиях и сооружениях, Архангельское областное издательство, 1951.

Евграфов Г. К., Мосты на железных дорогах, Трансжелдориздат, т. I и II, 1941.

Ивукин К. Д., Постройка искусственных сооружений на лесовозных дорогах, Гослесбумиздат, 1951.

Инструкция по борьбе с гниением и повышению огнестойкости деревянных элементов и сооружений, Госархиздат, 1949.

Карлсен Г. Г., Большаков В. В., Каган М. Е., Свенцицкий Г. В., Деревянные конструкции, Госстройархиздат, 1952.

Кондратьев Л. А., Основы проектирования и примеры расчета деревянных мостов, Автотрансиздат, 1954.

Коченов В. М., Несущая способность элементов и соединений деревянных конструкций, Госстройархиздат, 1953.

Кузнецов Ф. И., К методике обоснования рациональной схемы деревянных мостов. Труды Уральского ЛТИ, 1949.

Кушелев Н. Ю., Лавровский Б. Л., Митинский А. Н., Самуйлло В. О., Инженерные сооружения и конструкции на лесозаготовках, Гослестехиздат, 1937.

Нормы и технические условия проектирования деревянных конструкций (Н и ТУ 122—55) 1955.

Нормы и технические условия проектирования деревянных конструкций Министерства строительства предприятий тяжелой индустрии (Н и ТУ 2—47), Госстройиздат, М., 1945.

Павлов А. П., Деревянные конструкции и сооружения, Гослесбумиздат 1955.

Строительные нормы и правила (СН и П, 1955 г.), части II и IV, т. I и II, 1955.

Указания о порядке применения сметных норм IV части строительных норм и правил, введенных с 1 января 1955 г.

Шишкин В. Е., Деревянные конструкции, Госстройархиздат, 1954.

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Введение	3
Глава I. Дерево как материал искусственных сооружений	9
§ 1. Физические свойства древесины	9
§ 2. Влияние различных факторов на механические свойства древесины	11
§ 3. Выбор древесины для искусственных сооружений	13
§ 4. Допускаемые напряжения	14
Глава II. Общие сведения о мостах	17
§ 5. Общие понятия	17
§ 6. Классификация и системы мостов	17
§ 7. Элементы пролетного строения и генеральные размеры моста	20
Элементы пролетного строения	20
Генеральные размеры моста	20
Требования, предъявляемые к мостам	21
§ 8. Габариты	21
Мостовые габариты	21
Подмостовые габариты	23
§ 9. Нагрузки и эквивалентные нагрузки	25
Нагрузки	25
Эквивалентные нагрузки	31
Глава III. Конструкция деревянных мостов под железную дорогу	33
§ 10. Деревянные мосты малых пролетов	33
§ 11. Примеры конструирования деревянных мостов малых пролетов	35
Балочные мосты	35
Подкосные мосты	50
Опоры	50
§ 12. Деревянные мосты больших пролетов	59
§ 13. Примеры конструирования деревянных мостов больших пролетов	60
§ 14. Ледорезы	61
Глава IV. Проектирование и расчет деревянных мостов под железную дорогу	65
§ 15. Составление вариантов и выбор решения	65
§ 16. Общие указания по подбору сечения элементов	67
§ 17. Расчет деревянных мостов малых пролетов	67
Расчет поперечин	67
Расчет прогонов	68
Расчет подкосов	73
Расчет затяжек	75
Расчет свайных опор	76
Расчет врубок	89
§ 18. Соединения на шпонках, болтах и нагелях	94
Деревянные шпонки	94
Прямоугольные стальные шпонки	95
Разрезные гладкие кольцевые шпонки	96
Расчет шпоночных соединений	97
Болтовые соединения	100
Нагельные соединения	100
Расчет нагелей	101

Глава V. Деревянные мосты под автотракторную дорогу	104
§ 19. Конструкция мостов под автотракторную дорогу	104
§ 20. Расчет мостов под автотракторную дорогу	115
Расчет настила и поперечин	115
Расчет балочных мостов	116
Расчет подкосных и ригельно-подкосных мостов	119
Глава VI. Трубы и лотки	121
§ 21. Основные типы труб и их конструкция	121
§ 22. Расчет труб	124
Глава VII. Эстакады	127
§ 23. Типы эстакад и их конструкция	127
Глава VIII. Расчет сооружений по предельным состояниям	130
§ 24. Основные принципы расчета	130
§ 25. Расчет элементов деревянных конструкций	132
Центрально-растянутые и центрально-сжатые простые элементы	132
Изгибаемые элементы	132
Внецентренно-растянутые и внецентренно-сжатые элементы	133
Смятие и скалывание	133
Нагельные сопряжения	135
Глава IX. Производство работ и составление смет	136
§ 26. Организация и механизация строительства	136
§ 27. Производство работ	139
Постройка свайных опор моста	139
Постройка рамных опор	141
Постройка ряжевых опор	141
Постройка балочных и подкосных мостов	142
Особенности постройки мостов в районах вечной мерзлоты	143
Техника безопасности и охрана труда	144
§ 28. Определение стоимости строительства	145
Содержание сводного сметно-финансового расчета	145
Содержание строительной сметы	146
Единичные расценки, их содержание и назначение	146
Литература	150

Автор *Михаил Николаевич Торгонский*
Редактор *В. И. Самуйло*
Редактор издательства *Е. Л. Питерман*
Технический редактор *Н. П. Карасик*
Корректор *З. Т. Цейтлина*

Л 65058 Сдано в производство 7/1 1956 г. Подписано к печати 25/IV 1956 г.
Бумага 70×108^{1/16} Печ. л. 10,94 Уч.-изд. л. 10,90 Тираж 10 000 экз.
Издат. № 147/55. Цена 3 р. 80 к. Переплет 1 р. Зак. 1319
Москва, Гослесбумиздат

Типография Гослесбумиздата. Ленинград, Литейный пр., 39.

4 р. 80 к.