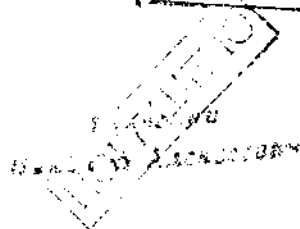
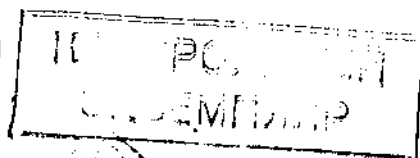


065
Г 46

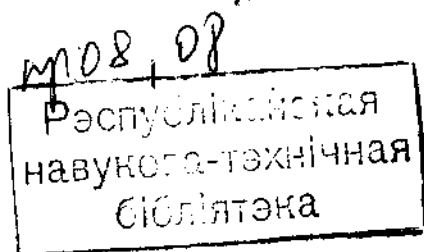
Проф. Е. Е. ГИВШМАН



МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ АВТОДОРОЖНЫЕ МОСТЫ

Утверждено Программно-методической Комиссией
при Отделе кадров НКВД СССР
в качестве учебного пособия
для автодорожных институтов

164394



19 37

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ТРАНСПОРТНОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
МОСКВА ЛЕНИНГРАД

Книга проф. Е. Е. Гибмана «Металлические автодорожные мосты» является учебным пособием для студентов автодорожных институтов.

Книга содержит: общие сведения о металлических мостах; краткий исторический очерк развития металлического мостостроения; сведения о применяемых материалах, их свойствах и сортаменте; описание различных систем металлических мостов, их конструктивных особенностей и деталей; основные данные для проектирования и расчета; методы постройки и содержания металлических мостов.

Отдельная глава посвящена вопросу применения сварки в металлических мостах с изложением современного состояния этой проблемы в СССР и за границей.

624
Г 46

Редактор Н. Н. Ермолов

Техн. редакторы Г. Лабус и Е. Петровская

Уполномоченный Главлита В 50468. ОГИЗ № 3633. Т—11. Заказ тип. № 4138. Тираж 2000 экз. Бум. 72 × 110. Печ. л. 13. Печ. экз. в 1 п. л. 68800. У.-а. л. 22. Сдано в набор 2/IX 1936 г. Подписано к печати 16/XI 1936 г. Цена 4 руб. Переплет 1 руб. 25 коп.

16-я типография треста «Полиграфинг», Трехпрудный пер., дом № 9.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Широкий размах строительства автогужевых дорог и в частности автомагистралей ставит задачу устройства огромного количества мостовых переходов, из которых многие пересекают большие реки.

Значительное число наиболее крупных из строящихся и предполагаемых в постройке на автодорогах мостов требует применения металлических пролетных строений. Кроме того реконструкция ряда городов СССР, а также крупные строительства, как канал Волга—Москва и другие, в различных частях нашего Союза требуют постройки большого числа металлических мостов под автодорожную и городскую нагрузку.

Наряду с этим значительное развитие металлургии, рост количества, мощности и оборудования наших заводов, изготовляющих металлические конструкции, а также значительный опыт постройки металлических железнодорожных мостов с применением современных методов сборки, создали все предпосылки для широкого применения металла как материала для наиболее крупных и ответственных автодорожных мостов.

Поэтому имевшее не так давно место стремление к максимальному сокращению применения металла в автодорожных мостах и замене его другими материалами (дерево и железобетон) теперь, в связи с изжитием дефицита металла, уже не имеет под собой почвы.

Учитывая кроме того, что металлические мосты обладают значительными производственными преимуществами благодаря изготовлению их на заводах и возможности быстрой механизированной сборки, следует ожидать, что начавшееся в настоящее время широкое применение металла для автодорожных мостов получит в дальнейшем еще большее развитие.

В связи с изложенным выпуск учебного пособия по металлическим мостам для студентов автодорожных институтов представляется в настоящее время весьма своевременным.

Основные особенности настоящего курса заключаются в следующем. Весь курс построен в соответствии с типовой программой курса мостов и труб для автодорожных институтов, утвержденной Комитетом по высшему техническому образованию при ЦИК СССР, с учетом коррективов, введенных в нее при пересмотре в 1936 г.

Курс охватывает лишь автодорожные металлические мосты и предполагает наличие у читателя знаний по основам курса мостов.

Систематическому изложению материала по конструкциям и расчету металлических мостов различных систем предшествует общая часть, дающая сведения об исторической эволюции металлических мостов и о свойствах металла, примененного для изготовления мостов.

Далее следуют главы, излагающие сведения о различных системах металлических мостов, их конструктивных особенностях и деталях, а также об основных данных для проектирования и расчета. В этих главах приведены сведения о современных достижениях и новых типах конструкций, выявившихся за последнее время в области мостовой техники у нас в Союзе и за границей.

В виде особой главы приведено описание особенностей применения сварки в металлических мостах и современного состояния этой проблемы в СССР и за границей.

В главе о постройке металлических мостов изложены сведения о заводском изготовлении мостовых конструкций, их транспортировке и сборке на месте. Глава эта составлена с учетом современных методов работы и оборудования заводов металлических конструкций, а также новейших методов механизации производства монтажных работ.

В заключение даются общие сведения о содержании металлических мостов.

В книге отсутствуют данные о каменных опорах металлических мостов, так как описание их входит в выпуск, посвященный каменным мостам.

Общие данные о методах сравнения и выбора вариантов при проектировании мостов считаются известными читателям из предшествующих разделов курса и поэтому здесь не приводятся. Что же касается данных о весе металлической конструкции мостов различных систем, то они приведены в соответствующих главах курса.

В составлении отдельных глав курса принимали участие:

по § 2 «Исторический очерк развития металлических мостов» инж. И. П. Петров;

по § 3 «Материал металлических мостов» и главе VII «Применение сварки в металлических мостах» инж. Е. Н. Хорос;

по § 5 «Сортамент металла, применяемого в мостостроении» и главе VII «Применение сварки в металлических мостах» инж. В. Г. Донченко;

по главе III «Арочные мосты» инж. В. С. Крилов.

Пользуясь случаем выразить им свою благодарность. В заключение считаю необходимым выразить благодарность проф. Н. М. Митропольскому за ряд ценных замечаний, сделанных им при рецензировании настоящей книги.

Проф. Е. Е. Гибшман.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие	3
-----------------------	---

Отдел I. ОБЩАЯ ЧАСТЬ

Глава I. Общие сведения о металлических мостах

§ 1. Основные особенности металлических мостов	9
§ 2. Исторический очерк развития металлических мостов	10
§ 3. Материал металлических мостов	23
Общие сведения	23
Сталь 3	24
Сталь 5	25
Специальные стали	25
Литые стали и чугуны	27
§ 4. Работа металла в мостовых конструкциях	28
Местные напряжения и наклеп	28
Усталость металла	29
Динамическое действие нагрузки	30
§ 5. Сортамент металла, применяемого в мостостроении	30
Листовой металл	31
Угловой металл	31
Двутавры (ОСТ 16)	32
Швеллерный или корытный металл (ОСТ 17)	32
Тавры (ОСТ 29)	33
Зетовидная сталь (ОСТ 29)	33
Волтерены и Зоре	33
Лотковый и цилиндрический металл	33
Рифленое железо	34
Волнистое железо (ОСТ 26)	34

Отдел II. КОНСТРУКЦИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТОВ

Глава II. Металлические балочные мосты

§ 6. Общие сведения	35
§ 7. Проезжая часть металлических мостов	36
Основные типы одежды ездового полотна	36
Нижнее строение полотна автодорожных мостов	39
Тротуары и перила	43
Балочная клетка проезжей части металлических мостов	43
Устройство швов проезжей части и сопряжение ее с устоями	48
Вес проезжей части	49
Применение алюминия в проезжей части металлических мостов	49
§ 8. Мосты со сплошными балками	51
Основные схемы мостов со сплошными балками	52
Основные размеры мостов со сплошной стенкой	53
Конструкции сплошных балок	53
Примеры конструкций мостов со сплошной стенкой	57
Расчет клепаных балок со сплошной стенкой	59
§ 9. Балочные мосты со сквозными фермами	63
Основные схемы главных ферм балочно-разрезных мостов	63
Основные схемы главных ферм неразрезных мостов	65
Основные схемы консольных ферм	65
§ 10. Конструкция балочных пролетных строений со сквозными фермами	67
Сечения элементов сквозных ферм	67
Соединительные рельсы, планки и диафрагмы	70
Узловые соединения сквозных ферм	71
Опорные узлы сквозных ферм	75
Особенности конструкции неразрезных и консольных ферм	75
Примеры конструкций балочных пролетных строений со сквозными фермами	77
Вес металлических балочных сквозных ферм	81

§ 11. Расчет свозных ферм	86
Подбор сечений элементов	86
Расчет заклепочных соединений	87
Расчет соединительных планок и решеток	91

Глава III. Арочные мосты

§ 12. Основные системы арочных мостов	93
§ 13. Конструкция арочных мостов	97
Конструкция арок со сплошной стенкой	97
Конструкция свозных арочных ферм	99
Особенности конструкции проезжей части арочных мостов	101
Примеры конструкции арочных мостов	102
Вес арочных мостов	106
§ 14. Расчет арочных мостов	107

Глава IV. Висячие мосты

§ 15. Общие сведения	110
§ 16. Гибкие висячие мосты	111
Основные схемы	111
Конструкция гибких висячих мостов	112
§ 17. Вантовые мосты	113
Основные системы вантовых ферм	114
Конструкция вантовых ферм	116
Вес вантовых мостов	117
§ 18. Жесткие висячие фермы	120
§ 19. Висячие мосты комбинированной системы	120
Общие сведения	120
Конструкция висячих комбинированных мостов	122
§ 20. Основы расчета висячих мостов	128
Расчет гибких мостов	128
Расчет висячих мостов с балкой жесткости	129
Вес висячих мостов	131

Глава V. Связи между фермами металлических мостов

§ 21. Общие сведения и размещение связей	132
Основные данные	132
Способы размещения связей	133
Основные системы решетки продольных связей	134
Системы решетки поперечных связей	135
§ 22. Расчет связей	135
Расчет продольных связей	135
Расчет продольных связей в мостах с криволинейным поясом	137
Расчет порталных ветровых рам	138
Дополнительные усилия в связях	138
§ 23. Конструкция связей	140

Глава VI. Опорные части металлических мостов

§ 24. Общие данные	142
§ 25. Конструкция опорных частей	143
Опорные части балочных мостов малых пролетов	143
Опорные части мостов средних и больших пролетов	144
§ 26. Расчет опорных частей	146
Тангенциальные опорные части	146
Неподвижные балансирные опорные части	148
Подвижные катковые опорные части	150

Глава VII. Применение сварки в металлических мостах

§ 27. Общие сведения	151
Способы сварки	152
Основные особенности сварки	153
§ 28. Способы соединения металлических элементов сваркой	154
Основные типы швов	154
Основные типы сварных соединений	154
§ 29. Типы сечений элементов сварных мостов	157
Балки, работающие на изгиб	158
Элементы, работающие на продольную силу	158
§ 30. Узлы и соединения элементов сварных ферм	159
§ 31. Примеры применения сварки в мостостроении	160
Мост через р. Аллер у Вердена	160
Мост через р. Майн у Оффенбаха	162

Мост в Ловиче (Польша)	163
Мост в Пильзене (Чехословакия)	164
Мост через р. Эльбу в Торгу	164

Отдел III. ПОСТРОЙКА И СОДЕРЖАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТОВ

Глава VIII. Постройка металлических мостов

§ 32. Общие сведения	169
§ 33. Изготовление металлических пролетных строений на заводе	169
Рабочие чертежи и спецификация	170
Правка металла	170
Изготовление шаблонов и разметка	171
Обработка металла	172
Сборка конструкции на заводе	174
Очистка и окраска металлической конструкции	174
§ 34. Транспортировка и сборка пролетных строений металлических мостов	175
Доставка и установка пролетных строений в готовом виде	176
Сборка пролетных строений на подмостях	179
Сборочные краны	180
Установка пролетных строений путем подвозки на-плаву или надвизки	184
Навесная сборка	185
Сборка висячих пролетных строений	185

Глава IX. Содержание металлических мостов

§ 35. Общие сведения	185
§ 36. Содержание металлических пролетных строений	187
§ 37. Содержание каменных опор	188

ГЛАВНОЕ
УПРАВЛЕНИЕ

ОТДЕЛ I

ОБЩАЯ ЧАСТЬ

Исчерчено
Николай Александров

Глава I

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТАХ

§ 1. Основные особенности металлических мостов

Металл является наиболее совершенным из материалов, применяемых для постройки мостов.

Отличные механические качества металла, заключающиеся в хорошей сопротивляемости его различным силовым воздействиям: растяжению, сжатию, срезыванию и др., наряду с возможностью обработки металла в виде элементов различной формы, весьма способствовали широкому применению металла для постройки мостов.

В мостах металл применяется преимущественно для пролетных строений, опоры же обычно делают каменными. Однако в некоторых случаях, в весьма высоких мостах и виадуках, встречается применение металла и для надземной (или надводной) части опор.

В настоящее время металлические мосты в преобладающем большинстве выполняются из литого железа высокого качества, называемого мостовой сталью. Для наиболее крупных сооружений приходится применять материал еще более высокого качества: сталь повышенного качества, спецсталь и др.

Благодаря высокой прочности мостовой стали металлические мосты, несмотря на значительный удельный вес стали, оказываются наиболее легкими по весу даже сравнительно с деревянными мостами.

Это позволяет пользоваться металлом для перекрытия весьма больших пролетов, далеко превосходящих нормы применения для мостов из других материалов. Крупнейшие современные металлические мосты достигают пролетов свыше 1000 м, в то время как железобетонными мостами перекрыты пролеты лишь около 200 м, а каменными—еще меньшие.

Существенным преимуществом металлических мостов является возможность применения индустриализированных методов изготовления и сборки конструкции. Вся металлическая конструкция полностью изготавливается на заводе в хорошо оборудованных цехах. Это позволяет использовать все преимущества индустриального изготовления конструкции, заключающиеся в доброкачественности, скорости, тщательности и точности ее выполнения.

Изготовленные на заводе элементы конструкции доставляют на место постройки моста, где и производят сборку конструкции.

Сборка металлических мостов может быть максимально механизирована, что позволяет достигать весьма быстрых темпов постройки металлических мостов.

Изготовление металлических пролетных строений на заводе может производиться одновременно с постройкой на месте каменных опор. Поэтому металлические мосты приобретают и существенные преимущества в смысле темпов постройки сравнительно с железобетонными и каменными мостами.

Существенным преимуществом металлических мостов является также возможность применения таких систем пролетных строений, которые позволяют производить сборку моста без устройства подмостей, навесным способом. Это значительно облегчает постройку мостов через неприступные препятствия в горных местностях, глубокие и быстрые реки, реки с интенсивным судоходством и т. п.

С эксплуатационной точки зрения металлические мосты стоят выше деревянных мостов, так как требуют значительно меньших расходов на содержание и ремонт

и обладают значительно более длительным сроком службы. Каменным же и железобетонным мостам металлические мосты с этой точки зрения уступают.

Основным недостатком металлических мостов является коррозия (ржавление) металла от действия влаги, сернистых газов и других вредных воздействий.

Вследствие большого количества мелких элементов, тонких частей, швов и сопряжений в металлических конструкциях они имеют большую поверхность, подверженную действию воздуха, что способствует возможности развития ржавления. Ржавчина, появившись на металле, всегда имеет стремление распространяться дальше. Наиболее часто ржавчиной поражаются узкие щели и другие мало доступные места конструкции, где легче всего может задерживаться вода.

Предохранение металлических мостов от ржавления производится путем покрытия их стойкими красками, промазки всех частей и мелких зазоров замазкой, а также тщательным надзором за состоянием металла в конструкции в процессе эксплуатации моста.

Благодаря указанным выше преимуществам, особенно существенным при перекрытии больших пролетов, металлические мосты, с развитием металлургии, завоевали себе весьма широкое применение во всех странах.

В дореволюционной России широкое развитие применения металла для мостов, наблюдавшееся в конце прошлого и начале нынешнего веков, было прервано империалистической войной. После Октябрьской революции, в начальный период реконструкции нашей промышленности и транспорта, дефицит металла требовал чрезвычайно экономного расходования его для строительных целей. Поэтому широко развернувшееся в этот период строительство мостов на автогужевых дорогах шло по пути максимального использования для мостов местных материалов, преимущественно дерева и камня. Значительно реже прибегали к железобетону и только в исключительных случаях — к металлу.

В настоящее время наша страна обладает мощной металлургической промышленностью, позволяющей широко использовать металл в различных областях строительной техники и в частности в мостостроении.

Широкое развитие строительства автогужевых дорог и в частности автомагистралей сталкивает строителей дорог с необходимостью устройства переходов крупных рек, и при этом в кратчайшие сроки.

Существенные преимущества металлических мостов в таких условиях вызвали новый подъем применения металла для автогужевых мостов. За последние годы, а также в настоящее время построено и строится значительное число металлических автогужевых мостов. Дальнейшие перспективы нашей металлургии и дорожного строительства открывают еще более широкие горизонты для применения металла в автогужевых мостах.

§ 2. Исторический очерк развития металлических мостов

Мосты являются одним из самых древних сооружений. Сама природа наталкивала первобытных людей на мысль о постоянном соединении берегов реки и предлагала им свои схемы. Дерево, упавшее поперек реки, перекинувшиеся с берега на берег лианы, естественный свод, образующийся при прорыве реки сквозь груды камней после обвалов, служили прообразами балочных, висячих и арочных мостов. Материалом первых мостов, как известно, были дерево и камень. Металл как строительный материал для мостов появился значительно позднее. По историческим документам применение металла для мостов было известно еще в начале нашей эры. Китайцам принадлежит первенство применения цепей из отдельных звеньев для висячих мостов. Из Китая искусство постройки висячих мостов проникло, повидимому, в Индию.

В Европе появление металлических мостов следует отнести ко второй половине XVIII века. В сочинениях Хитчинсона (Hutchinson) 1794 г. упоминается о постройке пешеходного цепного моста пролетом в 21 м через реку Тиз в Англии. Постройка его относится к 1747 г. Немногим позднее появились и арочные чугунные мосты. Одним из первых чугунных мостов является мост через реку Северн (Англия) пролетом в 32 м, построенный в 1776 г., и аналогичный ему Колькбрундальский мост 1779 г. (фиг. 1). В то время металлургия находилась еще в начальной стадии

воего развития, и арочные мосты наиболее соответствовали имевшемуся материалу—чугуну, хорошо сопротивляющемуся сжатию и плохо растяжению.

Первые мосты имели преимущественно сквозную конструкцию, так как отливка больших чугунных частей и сборка из них конструкции тогда встречали большие трудности. Форму арок и их конструкцию выбирали интуитивно, считаясь главным образом с возможностями их изготовления и постройки. Сквозная конструкция арочных чугунных мостов получила широкое распространение в Англии в связи с развитием производства чугуна, затем перешла в Германию и Францию.

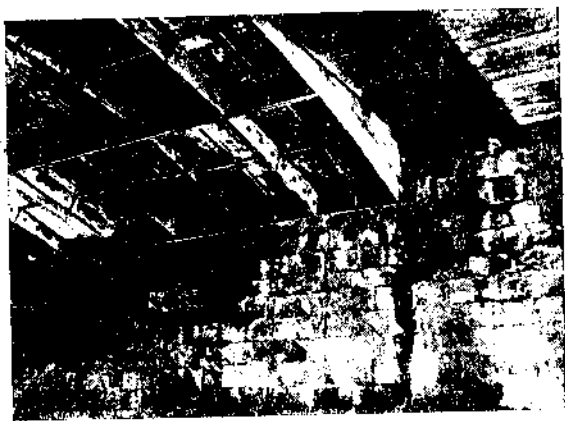


Фиг. 1. Кольбрукдальский мост (1779 г.)

Вследствие хрупкости чугуна арки из тонких отливок дали однако неудовлетворительные результаты из-за появлявшихся в конструкции изломов.

Толчком к развитию металлического мостостроения послужило изобретение Парнелем в 1787 г. выделки железных частей прокаткой. Серьезное влияние на металлическое мостостроение оказала также постройка почтовых дорог в конце XVIII и начале XIX веков, потребовавшая строительства большого количества мостов.

Арочное мостостроение имело в то время известный опыт в области возведения каменных сводов. Этот опыт был использован в применении к чугунным арочным мостам образованием свода из отдельных клиньев в виде литых коробок (для облегчения веса), свинченных между собой болтами (фиг. 2). Свод составляли из отдельных клиньев на всю ширину моста. Надсводная часть состояла из нетолстой забутки, сложенной из каменной мостовой. По фасаду надсводную часть облицовывали чугунными досками.



Фиг. 2. Чугунный арочный мост из отдельных коробчатых косяков

Применялись также клинья и в виде сплошных чугунных отливок, однако вследствие значительного веса, большой затраты чугуна и широких опор, требовавшихся из-за большого распора, мосты эти не получили распространения.

Большое число чугунных арочных мостов было построено в начале XIX века. В 1803 г. был построен чугунный арочный мост во Франции—Луврский мост в Париже, имевший 9 пролетов по 17,4 м. В 1806 г. была закончена постройка Аустерлицкого моста в Париже с пятью пролетами по 32,3 м. В 1812 г. Тельфорд построил в Англии, в Боннере, чугунный арочный мост пролетом 45,7 м с решетчатыми арками. В 1814—1819 гг. был выстроен Саутверкский мост через р. Темзу—один из самых значительных чугунных арочных мостов. Пролет его средней арки—73,2 м, а два крайних пролета—по 64,0 м. Ширина моста 12,8 м.

В истории развития мостостроения немалую роль сыграла и Россия. В 1810 г. был основан Институт путей сообщения, куда были приглашены талантливые

французские ученые: Клапейрон (Clapeyron), Фреттер (Fretter) и др. В России, не имевшей еще в то время строительных традиций, при значительном объеме строительства, этим инженерам был предоставлен широкий простор для творческой работы. Этим объясняется, что в первой половине XIX века Россия была одной из передовых стран по технике мостостроения. В это время был построен ряд чугунных арочных мостов в б. Петербурге.

Дальнейшее развитие чугунных арочных мостов шло по пути выяснения работы каждого элемента, отделения надсводной части от самих арок, придания аркам наиболее рационального (двутаврового) сечения и ряда других конструктивных

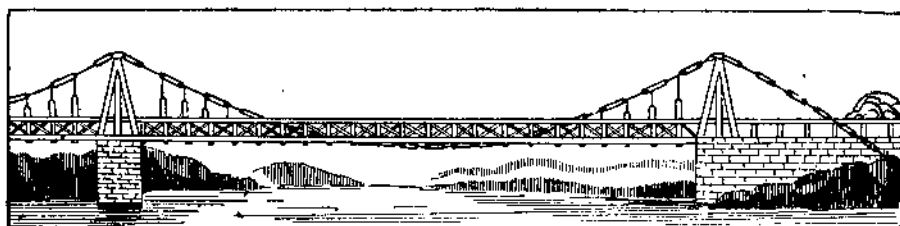
улучшений. Арочные чугунные мосты широко применялись как для городских, так и для внегородских мостов и достигли наиболее полного развития к 50—60-м годам прошлого столетия. К наиболее совершенным арочным чугунным мостам этого времени относятся: мост Сюлли (Sully) в Париже, Николаевский мост (ныне лейтенанта Шмидта) в Ленинграде (1856 г.), состоящий из 7 чугунных весьма пологих арочных ферм ($f \approx 1/10 l$) с пролетами от 33 до 48 м (фиг. 3).

Попутно с развитием арочных мостов развивались и висячие мосты.

Появившись в конце XVIII столетия в США в виде цепных мостов [мост Финлея (Finley)—1796 г. (фиг. 4)] и получив там широкое применение для перекрытия значительных пролетов, висячие мосты проникли в Англию—страну с наиболее развитой металлургией. Англичане ввели в висячую систему ряд усовершенствований



Фиг. 3. Мост лейтенанта Шмидта (б. Николаевский) в Ленинграде (1856 г.)

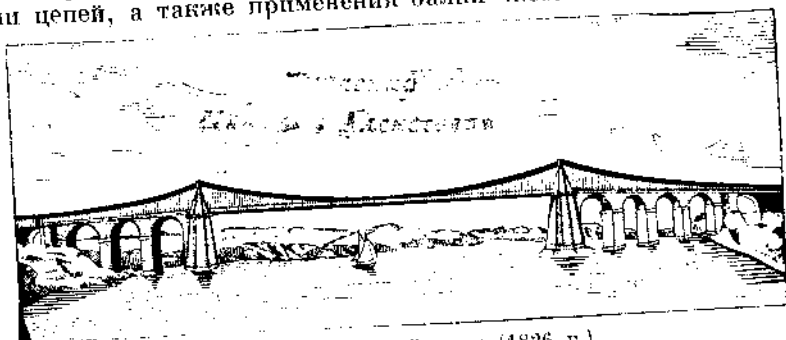


Фиг. 4. Висячий цепной мост Финлея

и в частности заменили сварную цепь плоскими звеньями, шарнирно соединенными болтами. Висячие мосты получили в Англии весьма широкое применение, достигнув рекордных для того времени размеров. В 1814 г. в Лондоне был построен Броуном пешеходный висячий мост пролетом 32 м с цепью из плоских звеньев. В 1817 г. в Англии был построен пешеходный мост пролетом 33,5 м, поддерживаемый прямолинейными вантами. В 1820 г. через реку Твид (Tweed) в Англии был построен первый мост под экипажную езду пролетом 110 м при ширине полотна 5,5 м, поддерживавшийся цепями из круглого 51-миллиметрового железа с проушинами. В Мейейском мосту по проекту Тельфорда (Telford) пролет достиг 177 м (фиг. 5). Мост этот существовал с 1826 по 1928 гг.

Вслед за Англией строительство висячих цепных мостов началось во Франции и в России. В 1823—1827 гг. в России (в б. Петербурге) силами французских инженеров были построены первые висячие мосты: пешеходный мост $l=15,2$ м в Екатерингофском парке, Пантелеймоновский мост через р. Фонтанку пролетом около 40 м и Египетский мост через р. Фонтанку. Последний обрушился в 1905 г. при проходе кавалерийского отряда.

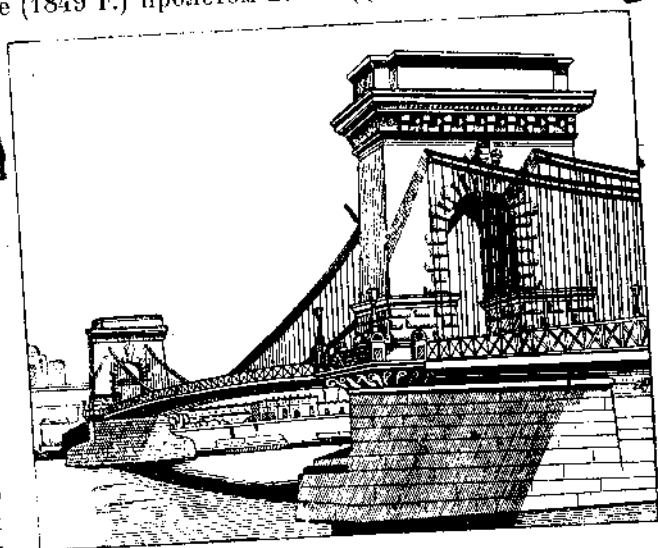
Дальнейшее развитие висячих цепных мостов шло по пути совершенствования конструкции цепей, а также применения балки жесткости как самостоятельной



Фиг. 5. Менейский мост (1826 г.)

части конструкции. В середине XIX века был построен ряд крупных висячих мостов: через р. Дунай в Будапеште (1849 г.) пролетом 203 м (фиг. 6); через Днепр в Киеве (1853 г.) с пролетами по 130 м, общей длиной около 700 м по проекту англичанина Виньоля (фиг. 7), несколько мостов в б. Петербурге и много других мостов.

Замена цепей проволоочными кабелями в 20-х годах прошлого века дала новый толчок развитию висячих мостов. Наряду с существенными преимуществами кабелей сравнительно с цепями—простота конструкции и сборки, меньшая стоимость—у них имелся и существенный недостаток—большая гибкость. В первых проектах кабельную цепь составляли из отдельных кабельных звеньев, потом стали применять отдельные тросы, а затем и тросы, связанные в пучок проволоочной обмоткой.



Фиг. 6. Висячий мост в Будапеште (1849 г.)

Несмотря на ряд крушений висячих мостов, вызванных чрезмерной их вертикальной и поперечной гибкостью, кабельные мосты стали быстро завоевывать все более широкое применение преимущественно во Франции и США.

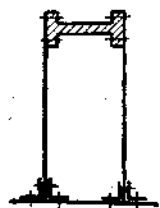


Фиг. 7. Мост через р. Днепр в Киеве (1853 г.)

В 1840 г. был организован первый проволоочный завод в США; в 1847 г. Ч. Еллет (Ch. Ellet) приступил к постройке моста через р. Огио (Ohio)

и Цинцинати пролетом в 300 м, а в 1849 г.—к первому висячему мосту через р. Ниагару.

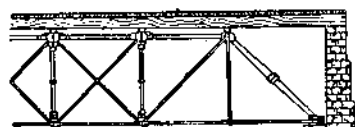
Изобретение Рёблинга (Röbling) прядения кабелей весьма способствовало распространению висячих мостов. В 1845 г. он впервые применил свой способ на небольшом висячем мосту, а в 1855 г. им был сооружен мост через р. Ниагару пролетом в 250,5 м под железнодорожную, экипажную и пешеходную нагрузки. Мост этот имел балку жесткости из деревянных ферм Гау высотой 10,5 м, поддерживаемых четырьмя кабелями ($d=254$ мм) и вантами.



Фиг. 8. Поперечное сечение чугуно-железной балки

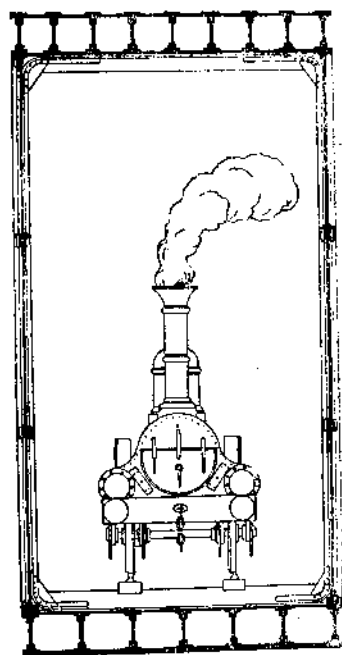
Изобретение паровоза и появление железных дорог (1825 г., Англия) потребовали надежных средств сообщения через реки. Висячие мосты были слишком гибки, арочные чугунные мосты слишком хрупки для сильно динамической и тяжелой нагрузки в виде поезда. Начался период исканий в области постройки балочных мостов. Первые балочные мосты в Англии и других странах устраивали из чугунных балок коробчатого и двутаврового сечения. Балочные чугунные мосты строили вплоть до 80—90-х годов прошлого века.

Недостатки чугуна, плохо сопротивляющегося растяжению и динамическим воздействиям нагрузки, обнаруженные научными работами и рядом крушений чугунных балок, способствовали постепенному вытеснению чугуна сварочным железом. Сначала появились попытки комбинации чугуна и железа. В 40-х годах прошлого века появились мосты с чугуно-железными коробчатыми сплошными балками, состоявшими из верхней чугунной и нижней железной частей, связанных сплошным листом (фиг. 8). Дальнейшее развитие чугуно-железных мостов привело к созданию сквозных ферм, сжатые элементы которых делали чугунными, растянутые же—из железных тяжей (фермы Финка и Уиппеля, фиг. 9).



Фиг. 9. Фермы системы Уиппеля.

Одновременно с этим в Англии были сделаны попытки постройки крупных балочных железных мостов со сплошной стенкой. Одним из наиболее интересных мостов этого типа является железнодорожный трубчатый мост «Британия» через Менейский канал. Мост был построен Робертом Стефенсоном в 1850 г. (фиг. 10) и имел два пролета по 140 м и два по 70 м. Мост вначале предполагалось устроить висячим (цепным), но опытами, проведенными Гопкинсоном и Ферберном, было доказано, что балка жесткости способна выдержать нагрузку и без цепей.



Фиг. 10. Мост «Британния» через Менейский канал (1850 г.)

В поперечном сечении мост имел верхний и нижний пояса, распространенные на всю ширину моста и связанные сплошными вертикальными стенками по краям.

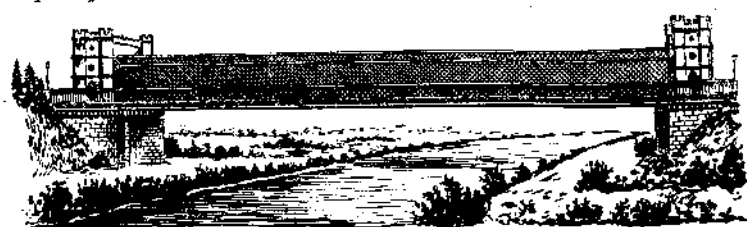
Трубчатые мосты вследствие большого веса не получили широкого распространения и скоро были вытеснены двутавровыми сечениями: при малых пролетах—

прокатными, а при больших—клепаными. Пролеты таких мостов достигали значительных размеров: Лангонский мост через р. Гаронну имел пролет в 74,4 м, железнодорожный мост через р. Неман близ Ковно—пролеты до 78,5 м.

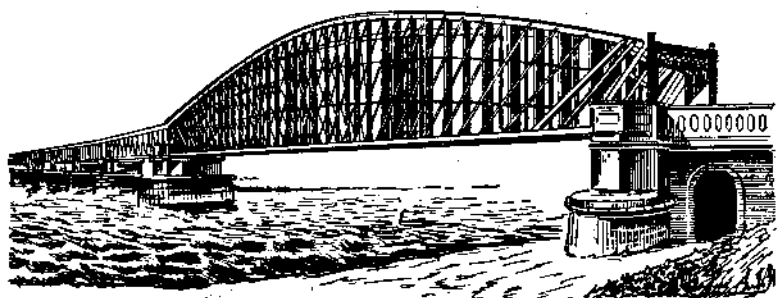
Однако и такие балки при больших пролетах оказывались очень тяжелыми, что вызвало переход к применению сквозных систем.

В США первые металлические сквозные фермы появились около 1840 г. Фермы эти копировали широко распространенные в то время

деревянные фермы—системы Тауна, Лонга, Бурра, Гау. Первые сквозные металлические фермы подражали системе Тауна и представляли собой многорешетчатую конструкцию, состоящую из поясов и большого числа плоских раскосов. Дальнейшее развитие сквозных ферм шло по пути упрощения решетки и создания надеж-

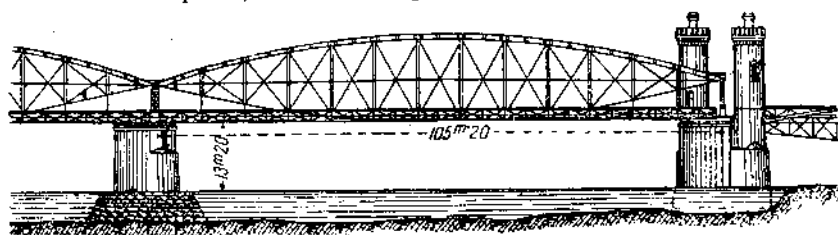


Фиг. 11. Мост через р. Конциг у Оффенбурга с многоярусными поясами ($l=60$ м, построен в 1858 г.)



Фиг. 12. Мост через р. Лек у Куйленбурга (Голландия) пролетом 154 м

ных уловых соединений. Удачное разрешение узлов в виде болтовых соединений, заимствованное из цепных мостов, предложенное в конце 50-х годов, получило широкое распространение в США. Однако американские болтовые фермы не получили применения в Европе, где мостостроение развивалось своим путем.



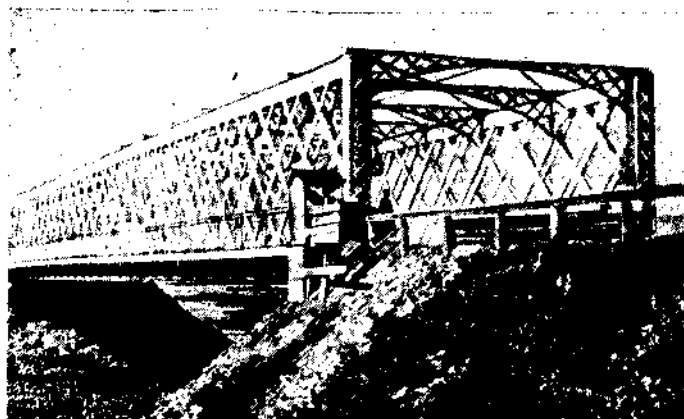
Фиг. 13. Железнодорожный мост через р. Рейн в Майнце пролетом 105,2 м (1857 г.)

Во Франции балочные мосты строили преимущественно в виде клепаных неразрезных ферм со сплошной стенкой или сквозных по типу ферм Тауна с горизонтальным пакетом листов в поясах.

В Германии балочные мосты устраивали в виде многорешетчатых ферм с многоярусным сечением поясов (фиг. 11), не получившим однако распространения вследствие своей сложности.

Германии принадлежат также теоретические исследования в области отыскания наиболее рационального очертания решетчатых ферм, связанные с именами Шведлера, Паули и др. В результате этих работ стали получать распространение фермы с параболическим, гиперболическим, полупараболическим и другими криволинейными очертаниями поясов.

Полупараболическими фермами в мосту через р. Лек у Куйленбурга (1863-1868 гг.) был перекрыт пролет в 154 м (фиг. 12). Характерным примером моста с фер-



Фиг. 14. Мост с многорешетчатыми фермами через р. Которость у Ярославля на Московском шоссе (1877 г.), $l=74,7$ м

схем с простыми решетками, наиболее близкими к расчетным шарнирно-стержневым схемам; подвергнут глубокому изучению вопрос о дополнительных напряжениях, возникающих вследствие жесткости клепаных узлов, и ряд других вопросов. В результате широко распространенные многорешетчатые фермы (фиг. 14) постепенно уступили место многораскосным (фиг. 15), а затем фермам с еще более простой решеткой.

Американское мостостроение этого периода продолжало пользоваться болтовыми соединениями, и лишь в конце XIX века их начали вытеснять клепаные соединения, имеющие в настоящее время преимущественное применение во всем мире. Не подтвержденная теоретическим анализом американская мостовая техника двигалась ощупью, а потому имела много неудач, неоднократно кончавшихся катастрофами.



Фиг. 15. Мост через р. Ханис-Цхали на Военно-Землянской дороге (1898 г.)



Фиг. 16. Мост через р. Миссисипи у С. Луиса (1889 г.), пролетом 158 м с шпренгельной решеткой

получила весьма широкое распространение. Первый русский мост этой системы был выстроен проф. Л. Д. Проскуряковым через р. Енисей в 1896 г. (фиг. 17). Вслед затем был построен и ряд других мостов: мосты через р. Волгу у Свияжска и Сим-

мами системы Паули является построенный в 1857 г. железнодорожный мост через р. Рейн в Майнце с пролетом 105,2 м (фиг. 13).

Вторая половина XIX века была периодом преобладающего применения балочных ферм. Этот период характерен улучшением существующих схем и усовершенствованием их конструкции и отмечен расцветом теоретической мысли [Винклер (Winkler), Хезеллер (Heseller), Моор (Mohr), Энгессер (Engesser) и др.]. Был разработан ряд новых

В России до 70-х годов в мостостроении господствовала французская школа, и лишь выступление проф. Белелюбского с проектами мостов Николаевской (ныне Октябрьской) железной дороги и ряда других внесло свежую струю в развитие мостостроения (фиг. 15).

В конце 80-х годов в ряде американских мостов были применены фермы с новым шпренгельным типом решетки (фиг. 16), предложенным Пти еще в 60-х годах.

Шпренгельная система, перенесенная в Европу и в частности в Россию, получила весьма широкое распространение. Первый русский мост этой системы был выстроен проф. Л. Д. Проскуряковым через р. Енисей в 1896 г. (фиг. 17). Вслед затем был построен и ряд других мостов: мосты через р. Волгу у Свияжска и Сим-

ирска (ныне Ульяновска), проект проф. Белелюбского, через р. Оку у Муроме через р. Волхов, проект проф. Л. Д. Проскурякова, и ряд других.

В 1912 г. в Германии был построен наибольший в Европе балочный мост пролетом 186 м через р. Рейн у Дурорта. Наибольший в мире балочно-разрезной мост «Метрополис» через р. Огайо (1916 г.) в США под железную дорогу имеет пролет в 220 м (фиг. 18). Эти мосты по системе и конструкции являются уже вполне современными.

В последние годы развитие балочных разрезных ферм идет по пути выбора наивыгоднейших соотноше-



Фиг. 17. Мост через р. Енисей у Красноярска (1896 г.) по проекту проф. Л. Д. Проскурякова



Фиг. 18. Мост «Метрополис» через р. Огайо $l=220$ м (1916 г.)

ний размеров главных ферм, рациональных форм сечений и соединений, обеспечивающих наилучшую работу сооружения под нагрузкой, минимальный вес пролетных строений, а также удобства их изготовления и сборки. Для мостов под автогрузевую нагрузку при этом наибольшее распространение получили фермы с треугольной (фиг. 19), а также раскосной решеткой.

Применявшиеся в середине прошлого века неразрезные балочные мосты, обладая экономическими преимуществами, имели также ряд недостатков: чувствительность к осадкам опор и изменению тем-

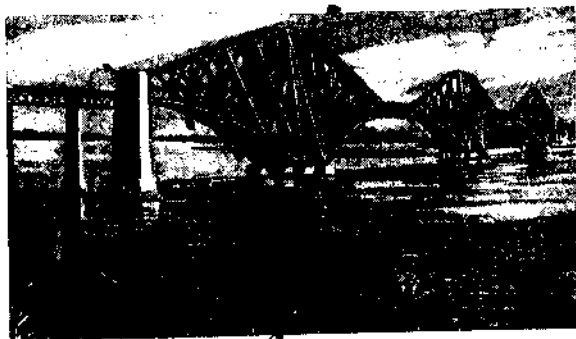
ператур, а также некоторые теоретические затруднения в расчете, которые для того времени имели свое значение.

Предложенное Гербером (60-е годы) включение шарниров в пролетах превращало систему в статически определенную консольную, оставляя за ней экономические преимущества сравнительно с балочно-разрезными. Первый такой мост был сооружен Гербером в 1867 г. в Хоссфурте (Hossfurt). В 1889 г. поразил своей грандиозностью Фортский консольный железнодорожный мост через морской залив в Шотландии. Мост имел два пролета по 518,5 м (фиг. 20), оставшиеся рекордными до 1917 г., когда была закончена постройка (после двух катастроф при сборке) Квебекского моста через р. Св. Лаврентия. Средний пролет Квебекского моста 549 м (фиг. 21) является не превзойденным балочными системами до настоящего времени. Консоль-



Фиг. 19. Мост через р. Пшаду на Новороссийско-Сухумском шоссе, $l=106,7$ м

ная система получила самое широкое распространение для городской и автогрузевой нагрузки, особенно в Америке, где она отвечала предъявлявшимся требованиям быстрой навесной сборки при перекрытии больших пролетов и удобного вписывания подмостового габарита.



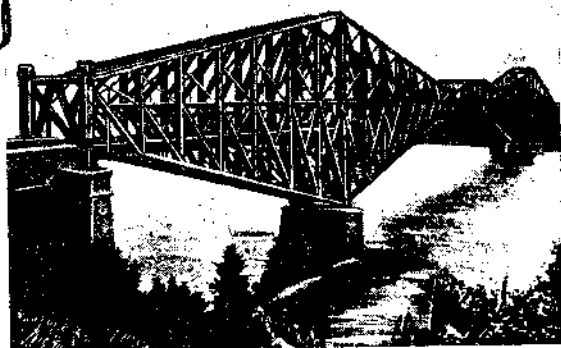
Фиг. 20. Фортский мост в Шотландии с двумя пролетами по 518,5 м (1889 г.)

гу в Твери (ныне г. Калинин) пролетом 93 м (фиг. 22) и др. В 1906 г. был построен консольный мост через р. Днепр у Кичкаса, $l=190$ м (ныне разобранный в связи с постройкой Днепрогэса), под железную и шоссейную дороги, являвшийся крупнейшим по пролету мостом в России (фиг. 23).

Из наиболее интересных консольных мостов, построенных в Европе, необходимо отметить Будапештский мост через р. Дунай пролетом 175 м, построенный в 1898 г. (фиг. 24).

За последнее время снова начало чаще встречаться применение в мостах неразрезной системы. В крупнейшем неразрезном мосту Сидотвилл через р. Огайо в США (1916 г.) пролет был доведен до 236,5 м (фиг. 25). Ряд крупных неразрезных мостов был построен также и в Германии.

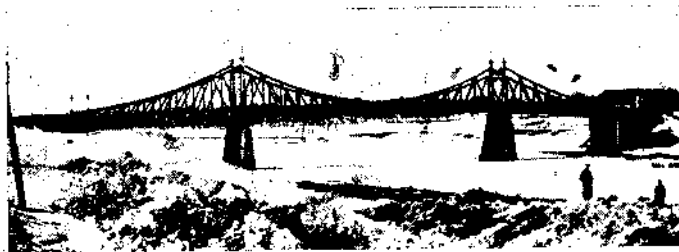
В СССР одним из наиболее характерных автодорожных неразрезных мостов является мост через р. Зап. Двину в Витебске с пролетами по 63 м, построенный в 1932 г.



Фиг. 21. Квебекский мост через р. Св. Лаврентия в США; $l=549$ м (1917 г.)

Арочные мосты, строившиеся в середине прошлого столетия из чугуна, начали с 80-х годов прошлого столетия постепенно вытесняться железными. Первые

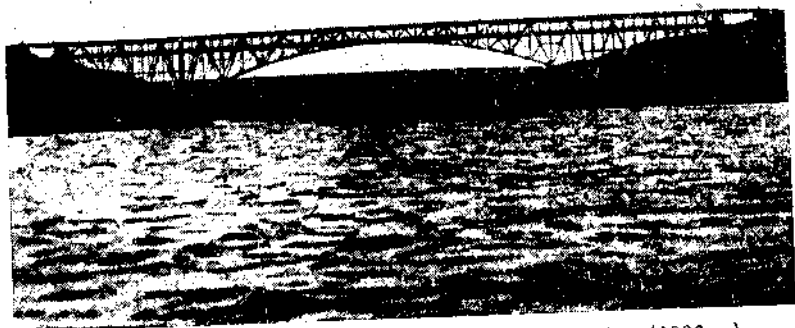
железные арочные мосты строили бесшарнирными; шарнирные арки появились несколько позднее и постепенно завоевали себе первенство. Наиболее широкое распространение получили двухшарнирные арки, а для автодорожных мостов—также и трехшарнирные. Давая красивую и экономичную форму, арочные мосты получили



Фиг. 22. Мост через р. Волгу; $l=93$ м (1900 г.)

широкое применение для мостовых переходов при соответствующих местных условиях. Одним из наиболее совершенных примеров арочного моста конца прошлого века может служить виадук Гарабит (Garabit), $l=168$ м, построенный Эйфе-

лем в 1887 г. Необходимость применения арки в равнинных условиях Европы привела к появлению пологих арок (до $f/l = 1/18$ в Неккарском мосту) и устройству арочных мостов с пониженной ездой.



Фиг. 23. Мост через р. Днепр у Кичкаса; $l=190$ м (1906 г.)

Введением в этих арках затяжки и комбинацией их с балкой, обеспечивавших передачу опорам одних вертикальных реакций, была достигнута возможность использования арки в условиях балочного моста (фиг. 26).

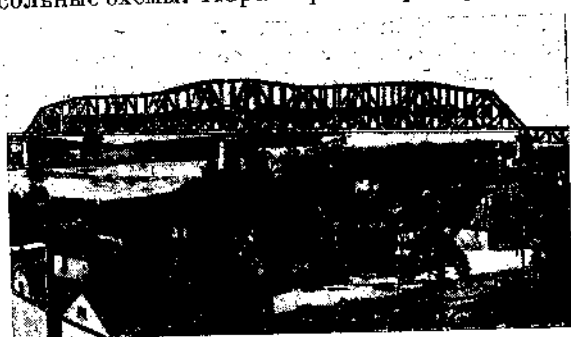


Фиг. 24. Мост через р. Дунай в Будапеште

[Во Франции арки с пониженной ездой не привились; для уменьшения распора пологих арок французы употребляли консольные схемы. Характерным примером консольного арочного моста является Виорский виадук (1897 г.) пролетом 220 м (фиг. 27).

В СССР построено довольно большое число арочных мостов, из которых мост под железнодорожную и автожелезную нагрузку через р. Старый Днепр, $l=224$ м (1930 г.), из кремнистой стали, является наибольшим арочным мостом в Европе (фиг. 28).

В США большое развитие арочные мосты получили за последние 35—40 лет, особенно после того, как на примере постройки Клифтонского моста через р. Ниагару (1898 г.), $l=256$ м, была доказана возможность сборки арок навесным способом. Пролет Клифтонского моста был превзойден в 1917 г. постройкой моста Хелл-Гейт через р. Ист-Ривер пролетом 298 м. Затем в 1928—1931 гг. в Сиднейской гавани



Фиг. 25. Мост Сицтовилл через р. Огайо пролетом 236,5 м (1916 г.)

был выстроен арочный мост с пролетом в 503 м, а наконец в 1931 г. мостом Кил-Ван-Кул в США создан рекордный пролет для арочных мостов в 511 м (фиг. 29).

Висячие мосты, получившие во второй половине XIX века широкое развитие в США и Франции, применялись почти исключительно под городскую нагрузку.

Прядение кабелей позволило перекрывать очень большие пролеты. В построенном Реббингом в 1883 г. Бруклинском мосту через Ист-Ривер в Нью-Йорке перекрыт пролет 486,6 м (фиг. 30).

Вместе с кабельными мостами в США получили развитие также и мосты с жесткой цепью в виде шарнирных и бесшарнирных перевернутых арок. Такие мосты были по-

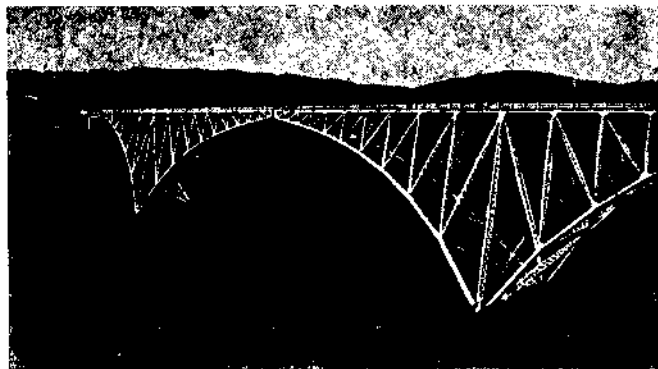


Фиг. 26. Мост через Русановский проток в Киеве пролетом 101,4 м (1905 г.)

строены Линденталем в Питсбурге в 1884 и в 1889 гг. (фиг. 31).

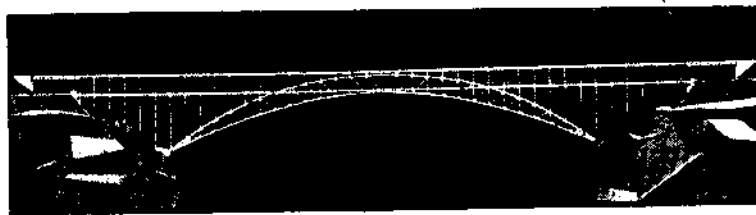
Во Франции висячие мосты строили преимущественно легкой системы. Из основных усовершенствований, введенных французами в конструкцию висячих мостов, следует отметить применение наклонных вант взамен подвесок в крайних панелях (фиг. 32).

В XX веке висячие мосты продолжают свое развитие преимущественно в США и Франции, а также в Германии. Форма мостов осталась прежней с внесением ряда конструктивных усовершенствований: усиление балок жесткости, уничтожение вант в крайних панелях, некоторые изменения в конструкции пилонов, прикрепления подвесок и др. К числу наиболее зна-



Фиг. 27. Виорский виадук во Франции пролетом 220 м (1897 г.)

чительных висячих мостов США, после постройки Бруклинского моста, можно отнести Вильямсбургский мост через р. Ист-Ривер пролетом 488 м (1903 г.), Мангатаанский мост через р. Ист-Ривер в Нью-Йорке, $l = 447$ м (1901—1910 гг.),



Фиг. 28. Мост через р. Старый Днепр, $l = 224$ м (1930 г.)

мост Бир-Маунтен через р. Гудзон, $l = 497,8$ м (1924 г.), мост Филадельфия—Камден через р. Делавар, $l = 533,8$ м, (1926 г.), мост Амбассадор в Детройте, $l = 564,25$ м (1929 г.), а наконец грандиозный мост Георга Вашингтона через

р. Гудзон с наибольшим пролетом в мире, равным 1067,5 м (фиг. 33). Диаметр каждого кабеля этого моста равен 91,5 см. Высота пилонов 194 м. Ширина проезжей части 26,8 м. Среди мостов, строящихся в настоящее время в США, особого внимания заслуживает мост у «Золотых ворот» через судоходную часть залива Сан-Франциско с главным пролетом в 1280 м.



Фиг. 29. Мост Кил-Ван-Кул пролетом 511 м (1931 г.)

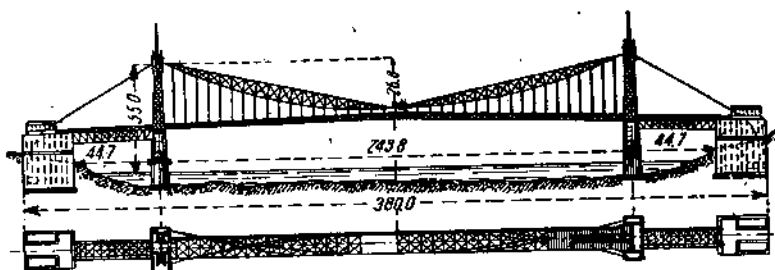
Во Франции в последнее время получили распространение висячие мосты вантового типа по системе Жисклира, отличающиеся легкостью, жесткостью и простотой сборки. Системой Жисклира перекрыты пролеты до 156 м.

В Германии висячие мосты начали появляться в начале XX века. Наиболее интересными висячими мостами, сооруженными в Германии, являются построен-



Фиг. 30. Бруклинский мост через Ист-Ривер; $l=486,6$ м (1883 г.)

ные через р. Рейн в г. Кельне: цепной мост «Кёльн-Дейтц» пролетом 184,5 м, построенный в 1915 г., и кабельный мост «Кёльн-Мюльгейм» пролетом 315 м, построенный в 1929 г. Эти мосты являются крупнейшими висячими мостами в Европе.

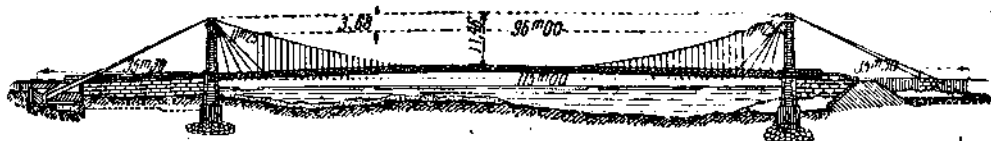


Фиг. 31. Мост в Питсбурге пролетом 243,8 м

В СССР висячие мосты имеют все основания для широкого распространения на автогужевых дорогах. Постройка висячих мостов задерживается недостаточным развитием производством у нас высококачественных стальных канатов. Из наиболее интересных висячих мостов СССР могут быть отмечены: первый вантовый мост через р. Магану, $l=80$ м, на Верхне-Сванетской дороге, построенный в 1932 г. по проекту инж. Крыльцова, а также строящийся в Москве цепной мост через Москва-реку (Крымский мост) пролетом 168 м.

В последние годы все более широкое применение в мостостроении начинает получать сварка. Сварные соединения по сравнению с заклепочными обладают рядом экономических преимуществ (см. главу VII).

Первые опыты применения сварки в мостах были проведены в США в 20-х годах нашего века. Уже в 1931 г. имелось около 60 случаев применения сварки в мостах, в последующие же годы наблюдалось еще более быстрое развитие сварных конструкций. В 1930—1931 гг. опыты постройки сварных мостов стали производиться почти во всех странах. Однако к сварным мостам относились с некоторым недоверием вследствие неблагоприятного влияния динамических нагрузок на сварные соединения. Это в значительной степени тормозило развитие применения сварки в мостах. Наибольших успехов в применении сварки для металлических



Фиг. 32. Мост de Lamoignon (1883 г.) с наклонными вантами на концах пролета

мостов достигла в последние годы Германия, построившая большое число сварных мостов.

Наиболее крупные германские мосты с применением сварки достигают пролетов свыше 100 м.

В СССР имеется несколько металлических сварных мостов, построенных как опытные объекты; широкого же применения сварные мосты у нас пока еще не получили.

Из описанной эволюции металлического мостостроения можно видеть, что в настоящее время при перекрытии малых и средних пролетов применяются почти все системы, хотя преобладают все же балочные.



Фиг. 33. Мост Георга Вашингтона через р. Гудзон в Нью-Йорке; $l=1067,5$ м (1927—1932 гг.)

Большие пролеты мостов на автомобильных дорогах перекрывают преимущественно висячими конструкциями. При тяжелых же поездных (железнодорожных) нагрузках предпочитают более жесткие арочные и балочно-консольные системы. При наличии соответствующих грунтовых условий находят также применение неразрезные балочные мосты.

Комбинированные системы, не обладающие экономическими и конструктивными преимуществами, постепенно выходят из применения, за исключением ферм Лангера и висячих мостов с балкой жесткости.

Материалом для современных мостов служит преимущественно сталь с временным сопротивлением $40—45$ кг/мм². Высокопрочные стали применяют сравнительно редко ввиду их значительной стоимости.

В СССР период реконструкции транспорта был характерен приспособлением конструкции мостов к условиям серийного производства на заводах. Дальнейшее развитие сети дорог, используя опыт Западной Европы и США, привело к созданию крупных сооружений, как например мосты: в Горьком (городской арочный и балочный под железную дорогу), Каширский и Саратовский железнодорожные мосты, Маганский вантовый мост, строящиеся арочные и висячие мосты через Москва-реку в Москве, ряд мостов канала Волга—Москва и др.

Строящаяся в настоящее время сеть автомагистралей, имеющая большое число пересечений крупных рек, дает широкое поле для применения творческой инже-

нерной мысли и несомненно создаст огромные сдвиги в прогрессе нашей мостовой техники.

Дальнейшее творческое развитие нашей мостовой техники с использованием лучших достижений США и Европы, внедрение в мостостроение применения сталей повышенного качества, максимальная механизация изготовления и сборки мостовых конструкций—позволят нам не только догнать, но и перегнать в области мостостроения передовые капиталистические страны.

§ 3. Материал металлических мостов

Общие сведения

В качестве материала для металлических мостов могут быть использованы: чугун, сварочное железо, литое железо и литая сталь.

Ч у г у н, отличающийся высоким содержанием углерода (от 2,5 до 4%), служил материалом для первых металлических мостов, строившихся в конце XVIII и в первой половине XIX веков.

Вследствие невысоких механических качеств, плохой работы на растяжение и на изгиб, а также хрупкости при действии динамических нагрузок чугун еще во второй половине XIX века был вытеснен из применения в металлических мостах более совершенными материалами.

В настоящее время чугун применяется весьма редко, да и то лишь для элементов, работающих на сжатие и не подвергающихся динамическому действию усилий.

С в а р о ч н о е ж е л е з о, получаемое путем прокаливания чугуна в специальных печах в виде кусков, свариваемых под ударами молота, имеет небольшое содержание углерода (0,15—0,25%), а потому обладает вязкостью, ковкостью и способностью легко подвергаться обработке. По своему строению сварочное железо обладает волокнистой структурой из-за наличия в нем большого количества шлаковых прослоек. Это является главным недостатком сварочного железа, вследствие чего сварочный металл производится теперь в ничтожном количестве и как материал для мостов не применяется.

Сварочный металл в настоящее время часто встречается в старых металлических мостах, построенных во второй половине прошлого века и существующих поныне.

Л и т о й м е т а л л отличается от сварочного тем, что он имеет зернистую структуру, так как вырабатывается в жидком виде. Современный литой металл, применяемый для строительных целей, вырабатывается различного качества в зависимости от процентного содержания в нем углерода. Металл с содержанием углерода от 0,1 до 1,5% называют сталью. Для строительных конструкций преимущественно применяют сталь с малым содержанием углерода (от 0,1 до 0,3%), называемую мягкой сталью (раньше мягкую сталь называли литым железом).

В зависимости от содержания углерода и механических качеств строительная сталь, вырабатываемая нашей металлургической промышленностью, разделяется на семь стандартных сортов. Эти сорта обозначаются марками: сталь 1, сталь 2, сталь 3 и до стали 7. Высшие марки обладают большим содержанием углерода и большим временным сопротивлением.

Для металлических мостов обычно применяют сталь 3 (ранее называвшуюся литым железом). В настоящее время для металлических мостов вводится также и употребление стали повышенного качества (сталь 5), а также специальные стали, обладающие более высокими механическими качествами. Кроме того, для литых изделий употребляется также еще сталь Л1 и Л2, а иногда и чугун.

Для заклепок применяют также более мягкую сталь 2. Основные механические характеристики строительных сталей, применяемых для металлических мостов, приведены в табл. 1.

Основные допускаемые напряжения для строительных сталей определяются в зависимости от марки металла согласно ОСТ 4539.

Более подробные данные о наиболее употребительных для металлических мостов сталях приводятся ниже.

Таблица 1

Объект	Материал	Временное сопротивление кг/мм ²	Наимень- ший пре- дел теку- чести кг/мм ²	Удлине- ние %	Модуль упругости кг/см ²
Кон- струк- ция	Сталь 3	38—45	23	22	2 100 000
	Сталь 5 повышенная	50—60	30	18	2 100 000
	Сталь специальная	48—62	26	20	2 100 000
Опор- ные части	Сталь литая Л1	36	—	16	2 100 000
	Сталь литая Л2	50	—	10	2 100 000
	Сталь литая Л2 пониженная	48	—	8	2 100 000
	Сталь Л15	50—60	—	16	2 100 000
	Чугун { сжатие растяжение	60	—	—	1 000 000
		15	—	—	
Заклепки	Сталь 2	34—42	20	25	2 100 000
	Сталь 3	38—45	23	22	2 100 000
	Сталь повышенная	45—55	27	22	2 100 000
	Сталь специальная	45—55	36	22	2 100 000

Сталь 3

Сталь 3 является наиболее распространенным материалом для металлических мостов*. Это объясняется ее дешевизной, простотой производства, довольно высокой механической прочностью и удобообрабатываемостью.

Сталь 3 получается в результате мартеновского процесса и обладает в среднем следующим химическим составом:

углерода 0,10—0,15%,

кремния 0,01%,

марганца 0,40%,

серы < 0,04%,

фосфора < 0,03%.

Механические качества стали тесно связаны с ее составом. Повышение количества углерода, кремния и марганца увеличивает ее крепость, но уменьшает вязкость металла и способность сваривания; сера и фосфор делают сталь хрупкой.

По микроструктуре сталь 3 состоит из зерен почти химически чистого железа-феррита, разделенных тонкими прослойками перлита (мелкопластинчатая смесь феррита с карбидом железа—цементитом). Зерна железа вязки и пластичны; перлит же, напротив, упруг и крепок. Механические свойства металла зависят главным образом от стойкости перлитовой межкристалльной сетки. Чем зерна железа мельче и, следовательно, относительно больший объем занимает сетка, тем материал прочнее. При прокатке зерна вытягиваются и принимают форму, благоприятную для восприятия продольных усилий.

Сталь 3 легко подвергается механической обработке: сверлению, строжке и др. В горячем состоянии прокатный металл из стали 3 хорошо принимает и кузнечную обработку (выгибы, высадки и пр.).

Основные механические свойства стали 3 весьма характерно выявляются диаграммой испытания образца на растяжение (фиг. 34). Вначале диаграмма имеет прямолинейный участок от O до R , свидетельствующий о линейной зависимости между напряжением и деформациями (закон Гука). Предел R_n , до которого существует эта пропорциональность, носит название предела пропорциональности и составляет для стали 3 около 20—22 кг/мм². Тангенс угла наклона диаграммы на участке $O—R_n$ представляет модуль упругости материала, величина которого для всех сортов стали примерно одинакова и равна 2 000 000—2 150 000 кг/см². Вблизи предела пропорциональности находится п р е д е л у п р у г о с т и материала, до которого сталь работает как идеально упругое тело, и линия разгрузки совпадает с линией нагрузки, не давая практически ощутимых остаточных деформаций.

* Сталь 3 по германскому сортаменту соответствует стали St 37.

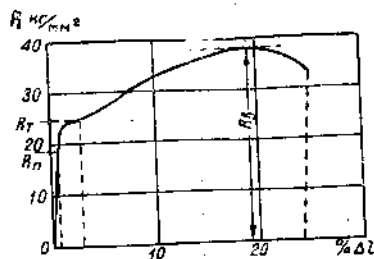
Материал в этих пределах работает, следовательно, в почти полностью обратной форме, т. е. в условиях, соответствующих расчетным предположениям.

При работе выше предела пропорциональности начинается второй участок диаграммы, называемый областью пластических деформаций. Здесь деформации начинают расти значительно быстрее напряжений, материал начинает удлиняться почти без возрастания напряжений, т. е. как бы «течет». Напряжение R_T , при котором начинаются пластические деформации, называют пределом текучести материала.

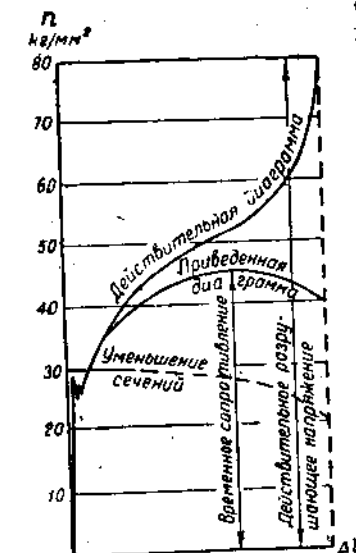
Для стали 3 предел текучести $R_T = 23—26 \text{ кг/мм}^2$.

При пластических деформациях происходят изменения в микроструктуре материала. Изменяется форма зерен феррита и происходят внутренние скольжения в них по плоскостям спайности.

За площадкой текучести материал снова приобретает способность воспринимать увеличение напряжений, диаграмма начинает плавно расти кверху, причем удлинения растут быстрее напряжений. Эту стадию работы иногда называют стадией самоупрочнения. При некотором



Фиг. 34. Диаграмма растяжения стали 3



Фиг. 35. Действительная и приведенная диаграммы растяжения

наибольшем напряжении R_b , называемом временным сопротивлением (для стали 3 временное сопротивление $R_b = 38—45 \text{ кг/мм}^2$), образец начинает удлиняться весьма заметно без всякого увеличения нагрузки, причем в образце образуется сужение (шейка), приводящее в конце концов к разрыву образца. На диаграмме этот период характеризуется падением напряжений. Падение напряжений однако после образования шейки является фиктивным и вызывается тем, что напряжения относят к первоначальному, не деформированному сечению образца. Если же учесть сужение сечения и построить диаграмму действительных напряжений, то получим кривую (фиг. 35), идущую значительно выше рассмотренной условной диаграммы. Таким образом, временное сопротивление является понятием условным, зависящим от способа построения диаграммы растяжения. Предел текучести является крайним пределом расчетных напряжений, которые могут быть допущены в металлической конструкции. Весь же участок диаграммы от площадки текучести до момента разрушения образца является запасом, гарантирующим безопасность сооружения. Причем напряжения, допускаемые при расчете основных элементов конструкции, принимают такими, чтобы они не превосходили предела упругости и предела пропорциональности; лишь в отдельных

наиболее напряженных точках напряжения могут быть доведены до предела текучести.

Сталь 5

Сталь 5 повышенная находит применение в мостах значительных пролетов*. Более высокие допускаемые напряжения этой стали, по сравнению со сталью 3 (табл. 1), заметно снижают собственный вес пролетных строений, а также облегчают и опоры моста, что существенно для мостов с большими пролетами. По стоимости сталь 5 дороже стали 3 на 8—10%. Отрицательными качествами стали 5 являются: большая ее жесткость, несколько усложняющая обработку, и понижение относительного удлинения по сравнению со сталью 3 на 4%, что уменьшает надежность работы сооружения и ухудшает перераспределение напряжений в элементах конструкции.

* Сталь 5 соответствует стали St 48 по германскому сортаменту.

Страны	Наименование стали	Предел текуче- сти кг/мм ²	Временное сопротив- ление кг/мм ²	Относи- тельное удлине- ние %	Х и м и ч е с к и й с о с т а в						
					C	Mn	Si	Cr	Cu	Mg	Ni
СССР	Марганц-медь- стая	45,4	67,5	16,3	0,34	1,23	0,26	0,14	0,50	—	—
	Сталь Дворца Советов (ДСДС)	32—36	50—53	23,5—25	0,16—0,23	0,8—0,87	0,18—0,27	0,50	0,44—0,68	—	0,05—0,1
	Кремнистая	36	51—59	22	0,12—0,10	0,6—0,95	0,9—1,35	—	—	—	—
	Кремнистая				0,12—0,20	0,8—1,1	0,8—1,2	—	—	—	—
Герма- ния (St 52)	Медно-кремни- стая				0,12—0,18	0,75—0,9	0,8—1,1		0,25—0,4		
	Завод Lauch- hammer	36	52—62	20	0,15—0,2	0,9—1,1	0,5—0,7		0,5—0,6		
	Завод Klupp				0,12—0,18	1,2—1,6	0,3—0,5		0,3—0,6		
	Vau Union				0,18	0,7—1,0	0,3—0,5	0,4—0,6	0,6—1,0	0,15—0,25	
	G. H. H.				0,12—0,18	1,0—1,3	до 0,5		>0,35		
США	Кремнистая	32	56—67	17—20	0,40	0,8—1,02	0,2—0,45	—	—	—	
	Никелевая	35	59,5—70	15—17,5	0,45	0,70	незнач.	—	—	—	3,25
	Марганцони- стая	38,5	63	—	—	1,6—1,8	незнач.	—	—	—	

* Таблица заимствована из статьи проф. С. А. Ильясевича в журн. «Строительная промышленность» № 9 за 1933 г. и дополнена материалами ЦНИПС.

В настоящее время, с введением специальных сталей, область применения стали 5 в мостостроении значительно сузилась.

Специальные стали

Помимо сталей 3 и 5 в последнее время получают распространение более высокие сорта сталей, называемые специальными. Специальные стали отличаются от обычной стали 3 или большим содержанием углерода, или добавкой кремния, марганца, меди, никеля и др.

Механические и химические характеристики различных употребительных для металлических мостов специальных сталей приведены в табл. 2.

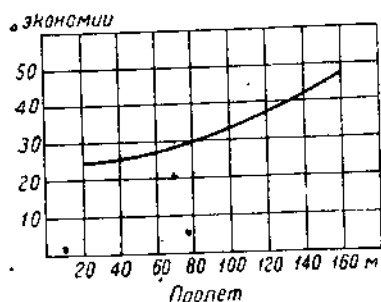
Благодаря повышенному допускаемому напряжению затрата металла для конструкций из специальных сталей получается меньшей, чем при стали 3 или 5. Разница эта более значительна для тяжелых конструкций.

Первой в мостостроении была применена кремнистая сталь, из которой был построен ряд мостов за границей и у нас. Однако кремнистая сталь слабо сопротивляется коррозии. Поэтому в настоящее время от применения кремнистой стали для мостов почти совсем отказались и употребляют медно-кремнистые, никелевые и марганцовистые стали, которые обладают достаточной стойкостью против коррозии.

Из наших сталей следует отметить СДС (сталь Дворца Советов). В табл. 2 приведены результаты первых проведенных опытных плавок.

По данным проф. Ильясевича кривая зависимости экономии металла от пролета моста имеет вид, представленный на фиг. 36. Если даже учесть несколько большую стоимость (на 20—25%) изготовления конструкции из специальной стали по сравнению со сталью 3, применение специальных сталей все же оказывается выгодным при пролетах более 100 м.

Кроме того необходимо иметь в виду, что в мостах больших пролетов при применении стали 3 получаются весьма мощные поперечные сечения элементов, проектирование и осуществление кото-



Фиг. 36. Экономия металла в мостах при применении специальной стали

рых представляет большие трудности. Поэтому специальные стали находят все большее применение для мостов больших пролетов.

К недостаткам специальных сталей следует отнести несколько более трудную обработку их сравнительно со сталью 3.

Кроме того мосты из специальных сталей вследствие более высоких допускаемых напряжений получаются несколько более гибкими, чем из стали 3.

К разряду материалов повышенного качества следует еще отнести тигельные стали и электростали. Материал этот обладает весьма высокими качествами, но дорог и применяется главным образом для кабелей висячих мостов. Основные механические характеристики этих сталей приведены в табл. 3.

Таблица 3

Сорт стали	Предел текучести кг/мм ²	Временное сопротивление кг/мм ²	Удлинение %
Электросталь 1	38	60	22—28
» 2	42	65	22—25
» 3	48	70	18—22
Тигельная сталь	—	120—150	3—4

Литые стали и чугун

Кроме перечисленных выше сталей в мостах для отливок опорных частей и шарниров применяют чугун и литые стали.

Чугун, применяемый для литья, должен иметь в изломе однородное мелкозернистое строение темносерого цвета. У чугуна не наблюдается ни предела упругости, ни предела пропорциональности; даже при небольших напряжениях чугун

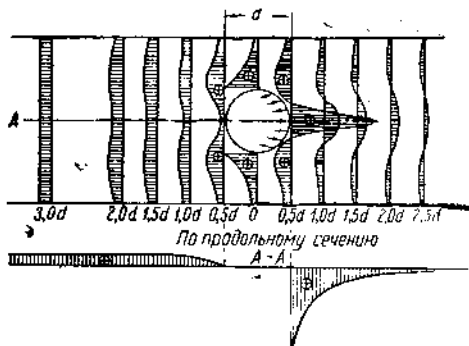
дает остаточные деформации, причем отсутствует пропорциональность между напряжениями и деформациями. Временное сопротивление чугуна на сжатие согласно техническим условиям должно быть не ниже 60 кг/мм^2 . На растяжение и изгиб чугун работает во много раз хуже, чем на сжатие.

Литой чугун допускает последующую механическую обработку, которая однако более трудоемка, чем обработка стали. При остывании отливок в них возникают внутренние напряжения, особенно значительные в местах резкого перехода тонких сечений к толстым. В современных мостах чугуны применяют весьма редко, материалом же для отливок, как правило, служит литая сталь Л1, Л2. Наиболее часто находит применение сталь Л2, обладающая большим содержанием углерода, а потому и большей твердостью. После отливки каждое изделие подвергают отжигу в специальных печах с целью устранения внутренних напряжений металла, возникающих вследствие неравномерного его остывания после отливки, а также для придания металлу мелкозернистого и однородного строения путем перекристаллизации. Твердость стальных отливок зависит также от скорости охлаждения при отжиге. При быстром охлаждении сталь получается более твердой. После отжига стальные отливки могут быть подвергнуты механической обработке. Для повышения прочности и твердости литой стали может быть применена проковка ее в горячем виде. Кованая сталь должна обладать механическими качествами, соответствующими стали Л5.

§ 4. Работа металла в мостовых конструкциях

Местные напряжения и наклеп

В местах нарушения структуры материала или резкого изменения поперечного сечения элемента возникают местные напряжения. Наибольшие местные напряжения обнаруживаются у заклепочных отверстий в точках передачи сосредоточенной силы и в местах нарушения структуры материала посторонними включениями (например шлака).



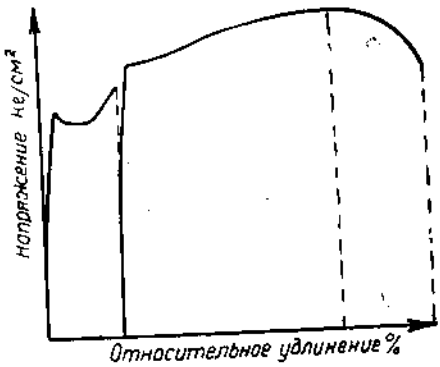
Фиг. 37. Распределение напряжений около заклепочного стержня

Образование местных напряжений вокруг заклепок видно на фиг. 37; местные напряжения могут достигать здесь двух-трехкратного среднего напряжения и более. В мало работавшей стали местные перенапряжения погашаются за счет пластичности материала. Многократное достижение материалом предела текучести и превышение его влекут за собой изменение структуры и механических свойств материала—уменьшение его пластичности.

Это явление называется **п а к л е п о м**. Сущность явления наклепа можно уяснить из фиг. 38, представляющей диаграмму работы металла, растянутого первоначально выше предела текучести, затем разгруженного и снова нагруженного. При повторной нагрузке образца, после некоторого перерыва (отдыха), работа металла характеризуется повышенными пределами пропорциональности и текучести и уменьшением деформаций на величину деформации первой загрузки, т. е. повышением жесткости и хрупкости металла. Наклеп бывает и в новом материале из-за неаккуратной прокатки или обработки его.

Вследствие отсутствия в наклепанном металле площадки текучести местные напряжения не погашаются и могут достигнуть больших значений и привести к местным разрушениям металла. Поэтому наклеп является отрицательным качеством стали. Повышение жесткости и хрупкости металла и появление в нем способности к развитию местных перенапряжений называют также явлением **с т а р е н и я** металла. Появление старения наиболее вероятно в сооружениях, работающих на динамическую нагрузку, способствующую неравномерному распределению напряжений. В металлических мостах явление старения встречается довольно часто в виде небольших трещинок, появляющихся у краев заклепочных отверстий.

При действии переменной нагрузки, напрягающей материал выше предела текучести, диаграмма, при ряде последующих загрузений, образует ряд петель (фиг. 39, а) вследствие того, что кривая при каждом разгрузении не совпадает с кривой при последующем загрузении. Если амплитуда изменения нагрузки постоянна, то после нескольких циклов петли принимают устойчивую замкнутую форму (фиг. 39, б и в). Это явление носит название гистерезиса. Вследствие замкнутости петли последовательные нагрузки не вызывают появления остаточных деформаций, однако при каждом цикле тратится работа, равная площади петли, постепенно истощающая работоспособность материала, обусловливаемую силами внутреннего сцепления его частиц. В зернах железа, вследствие многократного возникновения в них сдвигов, возникают плоскости скольжения, а затем и трещины, приводящие к разрушению металла, называемому разрушением от усталости.



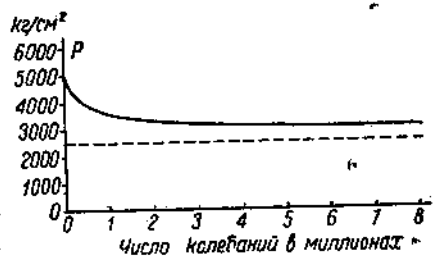
Фиг. 38. Диаграмма работы металла при повторной нагрузке

Разрушение от усталости может произойти, если верхний предел переменных напряжений будет выше некоторого предела, называемого «пределом усталости» и зависящего от характера действующей повторяющейся нагрузки. Таким образом, предел усталости является критической точкой, выше которой, при многократно повторяющихся циклических нагрузках, начинается резкое развитие плоскостей скольжения, вызывающее быстрый рост площади гистерезисных петель.

При продолжительных перерывах в действии повторяющихся нагрузок усталый материал заметно восстанавливает свои первоначальные свойства.

Если по оси абсцисс откладывать количество повторных циклов нагрузки, выдержанных образцом до момента разрушения, а по оси ординат — наибольшие напряжения соответствующих циклов, то получится кривая, асимптотически приближающаяся к некоторой горизонтальной прямой, представляющей предел усталости (фиг. 40).

Опыты Вёлера, впервые исследовавшего явления усталости, показали, что предел усталости зависит от отношения $\frac{\min S}{\max S}$ — минимального и максимального усилий, действующих на образец при последовательных циклических загрузениях, и равняется: при $\frac{\min S}{\max S} = -1$ около $\frac{1}{3}$ временного сопротивления, а при $\frac{\min S}{\max S} = 0$ — пределу упругости или около $\frac{2}{3}$ временного сопротивления.



Фиг. 40. Кривая разрушения от усталости

Поскольку допускаемые напряжения для материала в обычных условиях его работы лимитируются пределом текучести R_T , то при повторном действии переменных нагрузок таким пределом является предел усталости — $R_{уст}$, и допускаемые напряжения должны снижаться на величину отношения $\gamma = \frac{R_{уст}}{R_T}$.

Коэффициент γ может быть определен по приближенной формуле Вёлера-Вейрауха:

$$\gamma = 1 + \alpha \frac{\min S}{\max S},$$

справедливой при $\frac{\min S}{\max S} \leq 0$, т. е. при знакопеременных нагрузках. В этой формуле: α —коэффициент, меняющийся от 0,5 до 0,25 и принимаемый согласно техническим условиям равным 0,25 для стержней и 0,5—для заклепок и болтов.

Таким образом, при однозначных повторных нагрузках металла явление усталости возникает только в случае, если напряжения превосходят предел усталости, близкий в этом случае к пределу текучести.

Явления наклепа и усталости, различные по своей природе, часто сопутствуют одно другому.

Повторные нагрузки, не доходящие до предела усталости, вызывают явление, аналогичное наклепу, т. е. повышают механические свойства металла. Наклеп, предшествующий многократным цикловым нагрузкам, понижает предел усталости.

Заклепочные отверстия, вырезы и другие резкие изменения сечения уменьшают предел усталости вследствие возникновения значительных местных напряжений.

Вопрос о возможности появления усталости в металлических мостах не имеет в настоящее время определенного решения, так как хотя при работе под временной нагрузкой в отдельных частях могут возникать напряжения, превышающие предел усталости и даже предел текучести, но многократное последовательное их повторение практически мало вероятно.

Динамическое действие нагрузки

При прохождении по мосту временной нагрузки на него кроме непосредственного воздействия веса подвижной нагрузки действует еще ряд дополнительных факторов. Таковыми являются: удары колес экипажей о неровности поверхности проезжей части, перегрузки некоторых колес движущихся повозок вследствие колебаний рессор, удары ног пешеходов и проходящих животных и другие динамические нагрузки.

Некоторые из этих нагрузок, а в особенности действие толпы, идущей в ногу, являются периодическими. Если частота ударов нагрузки совпадает с частотой собственных колебаний моста, то возникают интенсивные колебания моста. Явление это называется резонансом колебаний. Резонанс может привести к таким большим деформациям и напряжениям, что мост не выдерживает и рушится.

При несовпадении частоты колебаний с ритмом действующей периодической нагрузки опасность появления интенсивных колебаний моста практически не существенна. Наши технические условия учитывают динамическое действие нагрузки путем помножения усилий от временной нагрузки на некоторый коэффициент $(1+\mu)$, всегда больший единицы.

Для металлических автодорожных мостов

$$1 + \mu = 1 + \frac{15}{37,5 + l},$$

где l —расчетный пролет моста для основных элементов главных ферм и длина загрузки для элементов проезжей части и дополнительных элементов главных ферм, работающих на местную нагрузку. Коэффициент этот выведен эмпирически и далеко не совершенно учитывает динамичность нагрузки, так как отражает лишь влияние ударных воздействий нагрузки, уменьшающееся с увеличением пролета сооружения, и совершенно не учитывает возможных воздействий периодически действующих сил, влияния системы главных ферм и других факторов.

§ 5. Сортамент металла, применяемого в мостостроении

Металлические конструкции составляются (склепываются или свариваются) из отдельных элементов, прокатываемых на заводах на специальных станках, придающих этому металлу тот или иной профиль в поперечном сечении. Прокатный металл, применяемый в мостостроении, довольно разнообразен как по форме поперечного сечения, так и по размерам. Перечень в определенном порядке всех видов прокатного металла, изготовляемого заводами, с обозна-

чением основных их характеристик называется сортаментом. У нас в СССР в целях унификации применяемых профилей создан стандартный сортамент металла (ОСТ).

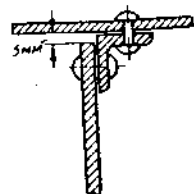
Листовой металл

Листовой металл является основным видом металла, применяемым в металлических конструкциях. Применяются два вида листового металла: универсальная (широкополосная) сталь и листовая толстая сталь.

Универсальная сталь (ОСТ 18) прокатывается размером, изменяющимся по ширине через 10 мм и по толщине через 2 мм. Максимальная ширина прокатываемых листов универсальной стали 780 мм, а максимальная толщина—36 мм. Наибольшая длина листов при ширине их 450 мм равна 14 м, а при большей ширине—7 м. Универсальная сталь благодаря особенностям ее прокатки имеет гладкие обкатанные кромки, что устраняет необходимость производить острожку и зачистку их при изготовлении металлической конструкции. К основному недостатку сортамента универсальной стали относится сравнительно небольшая максимальная ее ширина—780 мм, недостаточная при конструировании мощных пакетов, встречающихся в мостах. Поэтому в новом сортаменте ширину листа универсальной стали предполагается увеличить до 1200 мм.

Листовая или толстая сталь (ОСТ 19) имеет наибольшую ширину листов до 1850—2100 мм при нормальной длине в 7,5 м. Толщина листовой стали меняется от 4 до 42 мм; до 20 мм толщина меняется через 11 мм, а далее через 2 мм.

Листовая сталь выходит из прокатки с неровными кромками, обычно требующими строжки. Чтобы избежать этого, при конструировании весьма часто устраивают припуски (фиг. 41), не доводя лист до обушка уголка примерно на 5 мм, чем погашается неровность кромок. Согласно техническим условиям толщина листового металла в мостах не должна быть менее: 10 мм для листов основных элементов, 8 мм—для планок и 4 мм—для прокладок.



Фиг. 41. Допуск на неровность кромки листового металла

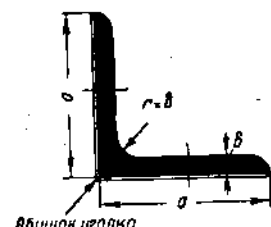
Николай А. Федосович
ТНА ЧЕНКО

Угловой металл

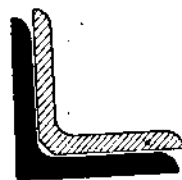
Уголок является самым распространенным типом профильного прокатного металла. Уголок может служить как соединительный элемент в металлической конструкции для скрепления взаимно перпендикулярных элементов и как самостоятельный стержень конструкции.

В сортаменте имеются два вида уголков: равнобокие и неравнобокие, т. е. имеющие одинаковые или неодинаковые по ширине полки.

Равнобокие уголки (ОСТ 14). В настоящее время в сортаменте ОСТ имеются равнобокие уголки с размерами полки от 20 до 200 мм. Уголок каждой ширины может иметь несколько разных толщин с изменением в 1—2 мм. На фиг. 42 представлен профиль равнобокого уголка.



Фиг. 42. Равнобокий уголок



Фиг. 43. Устройство уголко-вой накладки

Полки уголка имеют параллельные грани, соединенные между собой выкружкой, необходимой по условиям проката и с точки зрения прочности уголка. Недостатком выкружки является усложнение стыка уголков помощью уголковой же накладки, которую приходится несколько обстрагивать у обушка (фиг. 43). Размеры уголков, применяемых в конструкциях, ширина полки уголка, за вычетом толщины другой полки, должна быть не менее утроенного диаметра применяемых заклепок, что необходимо для возможности размещения последних. Толщина полки уголка зависит от того, является ли уголок в конструкции соединительным

тельным элементом или самостоятельным стержнем. В первом случае толщина полков уголка увязывается с толщиной соединяемых им элементов. Во втором случае толщину полков уголков выгоднее назначать возможно меньшей, так как в сжатых стержнях это более выгодно при работе на продольный изгиб, а в растянутых стержнях при малой толщине уменьшается ослабление сечения заклепочными отверстиями.

В конструкциях автодорожных мостов размер равнобоких уголков, применяемых для основных элементов пролетных строений, не должен быть менее $75 \times 75 \times 8$ мм.

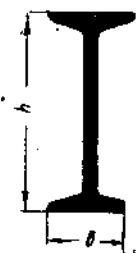
Неравнобокие уголки (ОСТ 15). Неравнобокие уголки имеют неодинаковые полки, одна из которых обычно в 1,5 раза шире другой. Минимальный размер неравнобоких уголков, применяемых в мостостроении, $60 \times 40 \times 6$ мм, а максимальный— $200 \times 120 \times 16$ мм. Неравнобокие уголки весьма часто применяются для образования самостоятельных стержней конструкций в виде тавровых, зетовых, крестовых и других сечений.

В качестве соединительных элементов неравнобокие уголки применяются реже, так как вследствие неравенства ширины полков соединение ими оказывается неравнопрочным.

Неравнобокие уголки часто применяются как окаймляющие уголки для придания поперечной жесткости свободному краю листа, а также как стержни соединительной решетки составных стержней.

Двутавры (ОСТ 16)

Различают два вида двутавровой стали: так называемые обыкновенные двутавры и широкополочные двутавры. Обыкновенные двутавры (фиг. 44) имеют высокую стенку и неширокие полки. Высота таких двутавров изменяется от 10 до 60 см. В сортаменте номер двутавра указывает высоту его в сантиметрах. Ширина полков двутавров составляет $b \approx 0,30 h$, где h — высота двутавра. Полки двутавров делают значительно толще вертикальной стенки, что увеличивает момент инерции их в вертикальной плоскости.



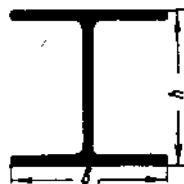
Фиг. 44. Обыкновенный двутавровый профиль

По условиям проката внутренним граням горизонтальных полков двутавров приходится придавать наклон около 16%. Это обстоятельство, наряду с малой шириной горизонтальных полков, сильно затрудняет постановку в них заклепок. Поэтому двутавры правильно применять как самостоятельный профиль, без каких-либо доклепок.

Вследствие малой ширины полков обычные двутавры обладают небольшой жесткостью в поперечном направлении, что является их недостатком при работе как на сжатие, так и на изгиб.

В мостостроении двутавры применяются главным образом как вспомогательные балки проезжей части.

Широкополочные двутавры, впервые предложенные американцем Греем, получили большое распространение за границей. Этот вид двутавров, прокатываемых на специальных станках, отличается от обыкновенных двутавров большей шириной полков (фиг. 45). Ширина полков в двутаврах, имеющих высоту менее 300 мм, равняется их высоте; более высокие двутавры имеют ширину полков, равную 300 мм. Полки имеют параллельные грани, удобные для постановки в них заклепок. Наличие широких полков придает также широкополочным двутаврам достаточную жесткость в обоих направлениях. Поэтому такие двутавры с успехом могут применяться в конструкции для элементов, работающих на сжатие и изгиб.



Фиг. 45. Швеллерный профиль

Швеллерный или корытный металл (ОСТ 17)

Поперечный профиль швеллера (фиг. 46) имеет стенку и две полки. Внутренние грани полков имеют сравнительно небольшой уклон (8%), что мало препятствует постановке заклепок. Ширина полков швеллера также допускает возможность раз-

мещения заклепок. Швеллеры по сортаменту ОСТ прокатываются от № 5 до № 40. Номер швеллера обозначает его высоту в сантиметрах.

Вследствие асимметричности швеллерного профиля он сравнительно редко применяется в виде самостоятельных элементов. Главное применение швеллеры



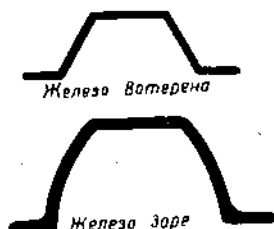
Швеллер



Фиг. 47. Тавро-
вый металл



Фиг. 48. Зетг-
образный про-
филь



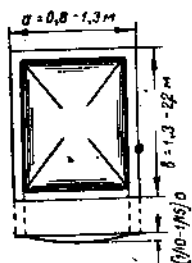
Фиг. 49. Железо Вотере-
на и Зоре

имеют в качестве элементов стержней сквозных ферм, причем в этих случаях швеллеры попарно соединяются планками или решетками.

Тавры (ОСТ 29)

Поперечный профиль тавровой стали представлен на фиг. 47.

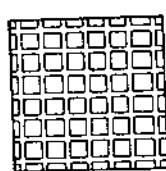
Тавровая сталь имеет очень небольшое применение в конструкциях вообще и в мостостроении в особенности, так как она мало приспособлена к клепаным конструкциям. В легких сварных конструкциях тавры могут иметь большее применение.



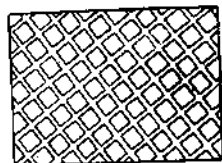
Фиг. 50. Лотковое
железо



Фиг. 51. Цилиндрическое
железо



Фиг. 52. Рифленое железо

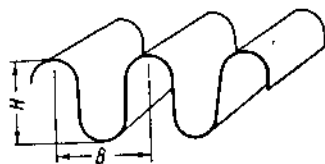


Зетообразная сталь (ОСТ 22)

Зетообразное сечение (фиг. 48) в настоящее время выходит из употребления в металлических конструкциях, в мостостроении же вовсе не применяется.

Вотере-ны и Зоре

Железо Вотере-на и Зоре (фиг. 49) применяется исключительно как железо для настила в проезжей части мостов. За границей эти профили получили довольно широкое распространение, у нас же они употребляются редко, так как без труда и с тем же экономическим эффектом могут быть заменены другими видами настила. По этим же причинам прокат железа Вотере-на и Зоре на наших заводах не производится.



Фиг. 53. Волнистое железо

Лотковый и цилиндрический металл

Лотковым называется железо, штампуемое в виде сомкнутого свода с плоской полосой по контуру (фиг. 50) из листового железа толщиной 6—10 мм. В плане лотки имеют прямоугольную форму с размерами в стороне от 1,2 до 2,5 м. Стрела выпуклости лотка составляет $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{15}$ короткой его стороны.

Лотковое железо находит применение в конструкции проезжей части автодорожных мостов. Кроме лоткового железа в проезжей части автодорожных мостов иногда встречается применение **ц и л и н д р и ч е с к о е** железо (фиг. 51). Как лотковое, так и цилиндрическое железо в настоящее время не изготавливаются нашими заводами и вообще постепенно вытесняются из применения другими видами настила (см. § 7).

Рифленое железо

По нашему сортаменту рифленое железо представляет собой металлические листы толщиной до 12 мм, шириной до 1420 мм и длиной до 6000 мм, имеющие ребристую поверхность (фиг. 52).

Рифленое железо применяется в проезжей части автодорожных мостов. В случае непосредственной езды по рифленому железу поверхность его постепенно стирается и становится гладкой.

Волнистое железо

Волнистое железо прокатывается двух видов: высокое с длиной волны B около 100 мм и с высотой волны $H \approx B$ (фиг. 53) и низкое, менее жесткое, с высотой волны $H = 0,5B$ и длиной волны от 30 до 150 мм. В стандарте (ОСТ 26) имеются всего 4 номера низкого волнистого железа с длиной волны от 30 до 130 мм. В мостостроении волнистое железо иногда применяется в конструкции проезжей части.

ОТДЕЛ II

КОНСТРУКЦИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТОВ

Глава II

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ БАЛОЧНЫЕ МОСТЫ

§ 6. Общие сведения

Балочные мосты в отношении способа перекрытия пролетов разделяются на разрезные, неразрезные и консольные (фиг. 54). По конструкции же главных ферм балочные мосты могут быть разделены на мосты со сплошной стенкой и мосты со сквозными фермами.

Разрезными являются мосты, каждый пролет которых перекрыт самостоятельно пролетным строением, не связанным с остальными (фиг. 54, а).

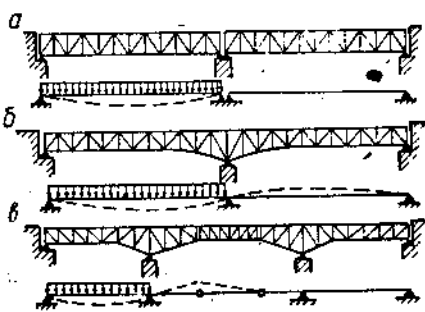
Разрезность моста обеспечивает простоту и независимость работы каждого пролета. Кроме того разрезные пролетные строения более удобны для изготовления и сборки. Поэтому балочные разрезные мосты являются наиболее распространенной системой (фиг. 55).

Неразрезные мосты, имеющие пролетные строения, перекрывающие два или несколько пролетов (фиг. 25 и 56), благодаря совместной работе и уравниванию пролетов несколько легче разрезных. Достоинствами их являются также: более тонкие опоры, благодаря расположению только одной опоры на каждом быке и центральной передаче на них давлений; более плавный переход нагрузки с пролета на пролет, обусловливаемый плавностью линии прогиба (фиг. 54, б); несколько большая жесткость сравнительно с разрезными пролетными строениями, а также возможность навесной сборки.

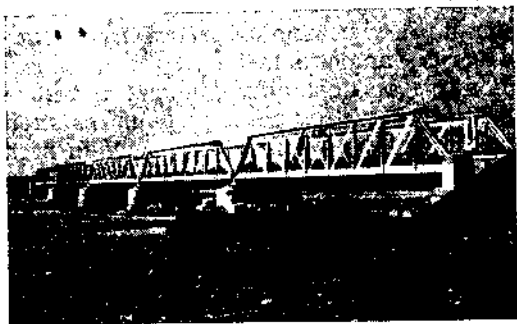
Однако неразрезные мосты обладают также рядом практических недостатков, как-то: появление значительных дополнительных напряжений в случае просядок опор, большие температурные удлинения в многопролетных мостах, усложнение производственных процессов по изготовлению и сборке пролетных строений.

Промежуточной по своим свойствам и условиям работы является консольная система (фиг. 54, в; 21—24).

Многопролетные консольные мосты обычно состоят из ряда основных консольных пролетных строений с шарнирно опертыми на их концы подвесными пролетами (фиг. 54, в). Благодаря статической определимости консольной системы просядки опор не вызывают в ней дополнительных напряжений, что позволяет применять ее в том случае, когда по грунтовым условиям неразрезная система неприемлема.



Фиг. 54. Сравнение разрезных, неразрезных и консольных балочных ферм



Фиг. 55. Мост с разрезными балочными фермами

Вследствие того, что уравниженность пролетов в неразрезных и консольных мостах легко осуществима только для постоянной нагрузки, экономические преимущества этих систем возрастают с увеличением пролета.

§ 7. Проезжая часть металлических мостов

Проезжая часть металлических мостов служит для восприятия давлений от временной нагрузки и передачи их главным фермам.

Проезжая часть состоит из: 1) ездового полотна, воспринимающего давления от колес подвижной нагрузки, и 2) балок проезжей части (балочной клетки), поддерживающих полотно с находящейся на них временной нагрузкой и передающих всю нагрузку главным фермам. В малых мостах с близко расположенными главными фермами настил ездового полотна может опираться на фермы без посредства балочной клетки.



Фиг. 56. Путепровод в виде неразрезной балки со сплошной стенкой

Полотно моста состоит из одежды или настила, непосредственно воспринимающего нагрузку, и нижней несущей конструкции, передающей эту нагрузку балкам проезжей части.

Одежда должна иметь: 1) достаточную сопротивляемость износу, 2) достаточно гладкую поверхность, обеспечивающую наименьшее динамическое действие грузов на мост, 3) возможно меньший собственный вес.

В качестве одежды в автодорожных мостах применяются: деревянный настил, щебеночная кора, каменная мостовая, асфальт, деревянная брусчатка и др.

Нижняя несущая часть полотна должна обладать достаточной прочностью для поддержания всей лежащей выше части с временной нагрузкой. Материалом для нее могут служить дерево, металл и железобетон.

Для обеспечения отвода воды с поверхности ездового полотна ему придается поперечный и продольный уклоны. Вода отводится с поверхности полотна поперечными уклонами, собирается около тротуаров и стекает вдоль них за пределы моста или же отводится устроенными через некоторые промежутки по длине моста водоспускными трубами.

Вес проезжей части автодорожных мостов составляет очень большую часть полной постоянной нагрузки пролетного строения и имеет весьма ощутительную величину сравнительно с временной нагрузкой. Поэтому правильный выбор типа проезжей части, удовлетворяющего эксплуатационным требованиям дороги, а также обладающего возможно меньшим собственным весом, является весьма важной задачей. Особенно существенное значение приобретает проблема уменьшения веса проезжей части в мостах большого пролета.

Основные типы одежды ездового полотна

Деревянный настил. Наиболее дешевым и легким по весу является деревянное ездовое полотно. Одеждой деревянного полотна обычно служит дощатый настил. Деревянное полотно отличается от прочих типов тем, что может быть непосредственно уложено на балочную клетку без устройства какой-либо поддерживающей плиты.

Дощатый настил обычно делается двойным: верхний настил служит для передачи и распределения давлений от колес на нижний настил и работает на износ, нижний же настил является несущим.

Нижний настил может быть продольным или поперечным; размер досок нижнего настила определяется расчетом их на изгиб. Доски нижнего настила кладутся с зазорами в 2—3 см для проветривания и предохранения от загнивания.

слоя толщиной 3—5 см, или из слоя асфальта (2—3 см). Вес брусчатой мостовой с основанием составляет 300—450 кг/м².

Эксплуатационные качества каменной брусчатки хорошие; срок службы при аккуратном содержании достигает 15 лет.

Для мостов весьма рационально применение более легкой, мелкой, брусчатой мостовой (клейнфластер) из каменных кубиков, размерами (в плане) до 10×10 см (фиг. 60). Такая мостовая, уложенная на цементном растворе, дает гладкую и прочную поверхность для проезда и обладает меньшим весом.

Булыжная мостовая из грубо околотых камней дешевле брусчатки, но значительно тяжелее ее, так как требует основания из толстого слоя песка (не менее 10—12 см). Ввиду неровности поверхности булыжной мостовой, динамическое действие временной нагрузки на ней повышается. Кроме того булыжная мостовая требует значительных эксплуатационных расходов вследствие необходимости частого ремонта и капитального возобновления через каждые 3—5 лет. Поэтому применение ее на мостах нерационально.

Торцовая мостовая. Деревянная торцовая мостовая состоит из деревянных прямоугольных шашек высотой 10—20 см с поперечными размерами 10×25 см, или же шестигранных шашек диаметром около 25 см. Шашки делают из прочного и устойчивого против загнивания дерева. В СССР для изготовления шашек обычно применяют лучшие сорта сосны, пропитываемые креозотом или хлористым цинком. Шашки укладывают поперечными рядами вплотную, или со швами, заполняемыми цементом или асфальтом. У краев полотна, около тротуаров, поперечные ряды примыкают к одному или двум продольным рядам, уложенным с зазо-

стом цинком. Шашки укладывают поперечными рядами вплотную, или со швами, заполняемыми цементом или асфальтом. У краев полотна, около тротуаров, поперечные ряды примыкают к одному или двум продольным рядам, уложенным с зазором около 0,5 см, заполняемыми песком или асфальтом, — для компенсации возможных поперечных расширений одежды. Основанием для торцов служит слой асфальта или песка в 2—4 см. Иногда торцовую мостовую устраивают на деревянном основании (фиг. 61).

Торцовая мостовая дает ровную поверхность для проезда, нескользкую и бесшумную. Вес ее в 1½—2 раза меньше каменной мостовой и составляет 50—200 кг/м².

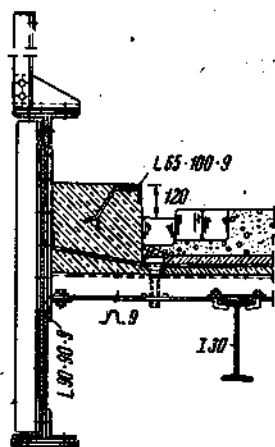
Для улучшения работы торцов на истирание поверхность их полезно посыпать песком или мелким щебнем, который, вдавливаясь в торцы, повышает их прочность. Еще лучше покрывать поверхность шашек слоем асфальта или гудронировать.

Поверхности торцовой мостовой придают поперечный уклон в 3—4%, а на длинных мостах и продольный в 1,5—2%.

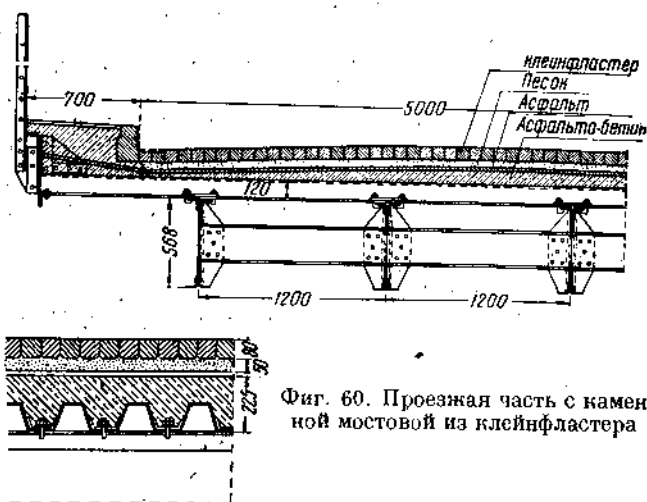
Срок службы торцовой мостовой 4—5 лет; при гудронировании до 8—10 лет.

Асфальтовая мостовая. Асфальтовая мостовая делается из слоя прессованного асфальта толщиной около 5 см, лежащего на бетонном основании толщиной 8—12 см (фиг. 62).

Асфальтовая мостовая дает прочную и ровную поверхность для езды. Содержание ее и ремонт требуют весьма малых расходов.



Фиг. 59. Проезжая часть с щебеночной одеждой

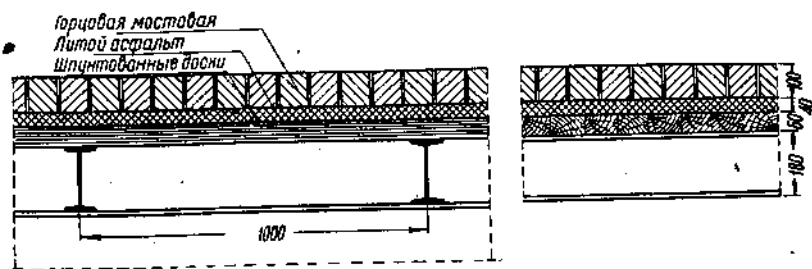


Фиг. 60. Проезжая часть с каменной мостовой из клейнфластера

Для стока воды поверхности асфальтовой мостовой придают продольный и поперечный уклоны не более 1,5%.

Недостатком асфальтовой одежды являются: высокая ее стоимость, скользкость (особенно во время гололедицы) и возможность порчи от морозов и сильной жары.

Вес асфальтовой мостовой с бетонным основанием составляет 350—450 кг/м².



Фиг. 61. Проезжая часть с торцовой мостовой на деревянном основании

В 1934 г. в Германии предложено применение асфальтовой мостовой, поддерживаемой плоским металлическим настилом, имеющей весьма небольшой собственный вес (около 260 кг/м²).

Срок службы асфальтовой мостовой доходит до 10 лет и более.

К числу достоинств асфальтовой мостовой следует отнести малую ее высоту.

Нижнее строение полотна автодорожных мостов

Нижнее строение полотна автодорожных мостов представляет собой конструкцию, обычно выполняемую в форме корыта, несущую нагрузку от мостовой и передающую ее балкам проезжей части.

Конструктивно нижнее строение может быть выполнено из забетонированного лоткового, вогнутого, волнистого или плоского железа или из железобетонной плиты.

В современных мостах наиболее часто применяется нижнее строение из железобетонной плиты.

Нижнее строение из лоткового, вогнутого и т. п. металла теперь у нас почти вовсе не применяется в целях экономии металла. Однако в ранее построенных мостах, а также за границей металлическое нижнее строение полотна встречается довольно часто.

При устройстве нижнего строения из лоткового железа (фиг. 63) последнее укладывают по балочной клетке, состоящей из продольных и поперечных балок, сопрягающихся между собой в одном уровне.

Лотки прикрепляют по всему периметру к поддерживающим их продольным и поперечным балкам; прикрепление лотков производится помощью заклепок или сварки.

Лотки заполняют легким бетоном, поверх которого укладывают слой изоляции из асфальта, рубероида, джутового полотна или других покрытий толщиной около 2 см.

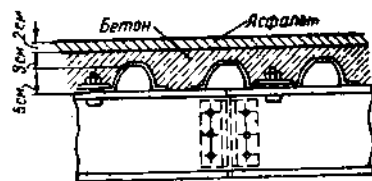
Поверхности бетона придают уклон путем утолщения слоя бетона к середине моста, или расположения продольных балок в разных уровнях.

Распор H в лотке, действующий по направлению стороны a и приложенный к стороне b , приблизительно может быть определен по формуле:

$$H = \frac{G_1 a + (1 + \mu) P (2a - \lambda)}{8f} \cdot \frac{b^4}{a^4 + b^4},$$

где: a и b — длины сторон лотка в плане,

λ — длина распределения давления колеса в направлении стороны a ,



Фиг. 62. Проезжая часть с асфальтовой мостовой

—стрела выпуклости лотка,

G —постоянная нагрузка, приходящаяся на один лоток,

P —сосредоточенное давление от колеса автомобиля,

$(1+\mu)$ —динамический коэффициент временной нагрузки.

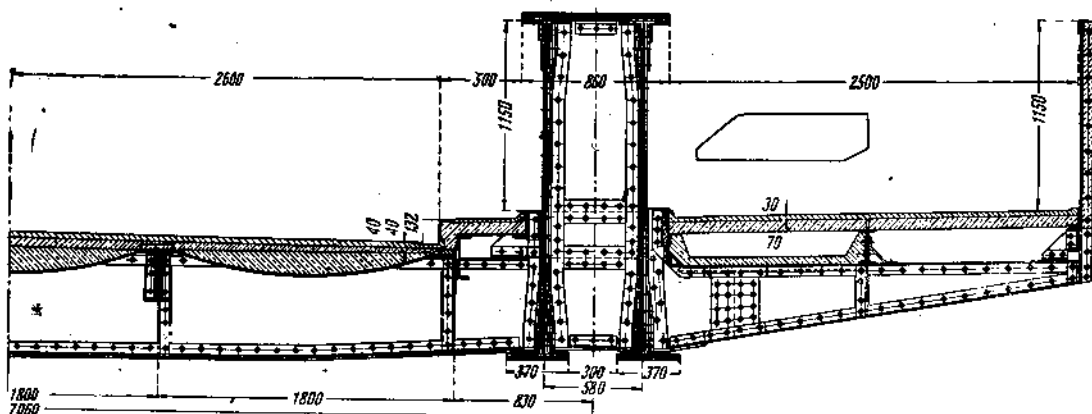
Усилие, действующее на каждую заклепку, прикрепляющую сторону b лотка:

$$S = \frac{H}{m},$$

где m —число заклепок, устанавливаемых на длине b .

Иногда взамен лоткового железа применяют цилиндрическое, позволяющее обойтись одними продольными балками, без вспомогательных поперечных балок. Вес такого настила получается несколько большим, чем лоткового.

При устройстве нижнего строения из железа Вотерена (фиг. 60) или Зоре (фиг. 62) его укладывают в продольном или поперечном направлении (по отноше-



Фиг. 63. Проезжая часть с нижним строением из лоткового железа

нию к оси моста) по металлическим балкам. Отдельные железнины нижнего строения укладывают обычно с зазорами 2—3 см (иногда до 10—15 см) и прикрепляют к поддерживающим балкам заклепками, планками с лапчатыми болтами (фиг. 60 и 62), приваркой или другими способами.

Для предохранения железин нижнего строения от коррозии поверх их укладывают заполнение из легкого бетона, служащее также для распределения давлений от колес временной нагрузки. В качестве инертных составляющих легкого бетона могут быть применены: шлак, пемза, кирпич, кокс и др.



Фиг. 64. Проезжая часть с нижним строением из волнистого железа

Слой бетона должен покрывать верх железин нижнего строения не менее чем на 4—6 см. Поверхность бетона делают с уклоном и покрывают изоляционным слоем.

Поперечный уклон достигается утолщением слоя бетонного заполнения или приданием наклона металлическому настилу соответствующим расположением поддерживающих балок. Иногда бетонное заполнение заменяют щебеночным; однако оно значительно уступает бетонному, так как хуже распределяет сосредоточенные давления колес временной нагрузки и не создает связи между железинами нижнего строения.

Строительная высота настила из Вотеренов или Зоре невелика.

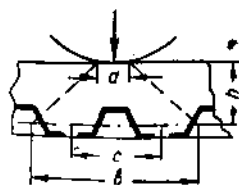
В мостах под небольшую нагрузку возможно применение нижнего строения из волнистого железа, покрытого слоем бетона или щебня (фиг. 64).

Железины нижнего строения при расчете рассматривают как простые балки на двух опорах. Считают, что давление от колеса распределяется заполнением под углом в 45° и передается на площадку шириной $b = (a + 2h)$, где: a —ширина сопри-

косновения колеса с поверхностью ездового полотна и h —высота полотна, измеряемая до центра тяжести железин (фиг. 65). Тогда на одну железину передается давление:

$$N = \frac{P(1 + \mu)c}{b},$$

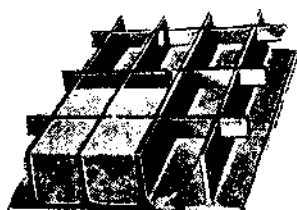
где: $(1 + \mu)$ —динамический коэффициент временной нагрузки,
 c —расстояние между осями соседних железин.



Фиг. 65. Передача давления на нижнее строение полотна

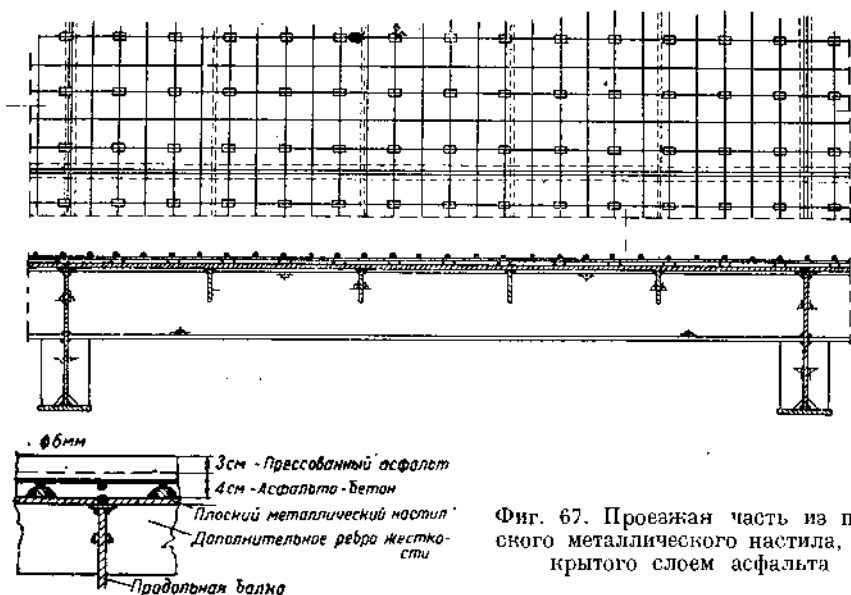
В США находит применение нижнее строение, составленное из таврового железа, уложенного по балкам проезжей части. В прорези, сделанные в вертикальных полках тавров, вставляют поперечные пластинки, после чего всю конструкцию заполняют бетоном (фиг. 66). Благодаря хорошей связи бетона с металлом их считают совместно работающими на изгиб.

Нижнее строение проезжей части может быть устроено также и из плоского листового железа, покрытого слоем цементного или асфальтового бетона. При этом между железом и покрывающим слоем бетона должна быть устроена хорошая связь, обеспечивающая их совместную работу на изгиб так, чтобы бетон работал на сжатие, железо же—на растяжение.



Фиг. 66. Американский тип нижнего строения полотна проезжей части

На фиг. 67 представлен новый тип конструкции проезжей части из плоского металлического настила, покрытого слоем асфальта. Плоский настил поддерживается системой продольных и поперечных балок и дополнительными ребрами жесткости в виде вертикальных листов. Все элементы соединяются помощью электросварки, причем верхними поясами балок проезжей части служит металлический настил. Поверх настила приварена сетка из взаимно пересекающихся круглых стержней диаметром 6 мм, уложенных на расстоянии 10 см один от другого. Сетка расположена на 2 см выше поверхности настила помощью подкладок из кусочков железа соответствующей толщины и служит для обеспечения необходимой связи металлического настила с асфаль-

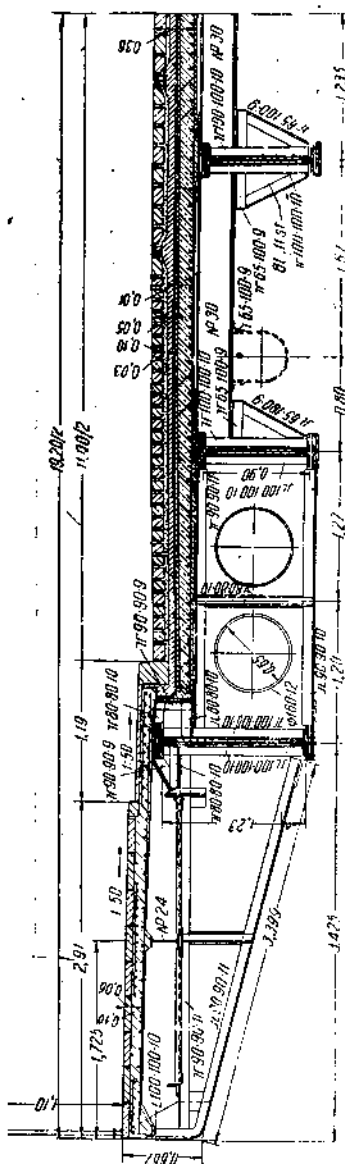


Фиг. 67. Проезжая часть из плоского металлического настила, покрытого слоем асфальта

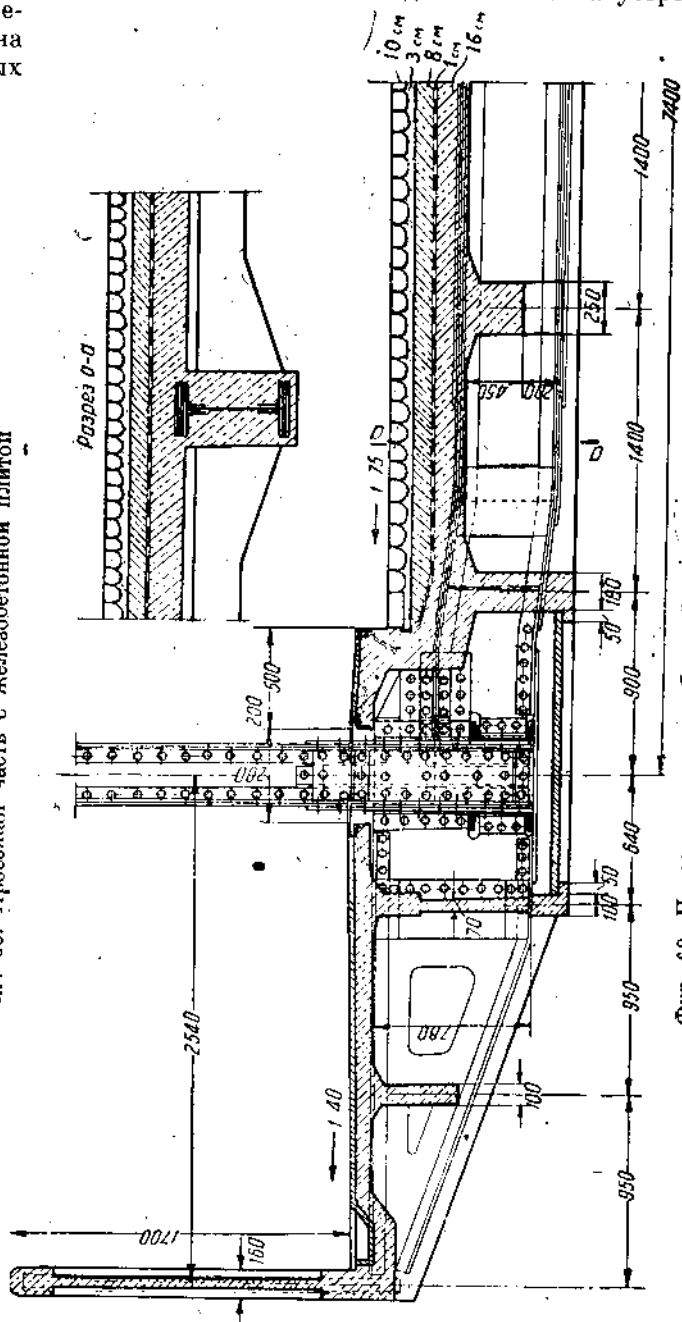
том. Асфальтовый слой имеет толщину 7 см и составлен из слоя асфальтового бетона толщиной 4 см и покрывающего его слоя прессованного асфальта толщиной 3 см.

По опытам, произведенным в 1934 г. в Германии, такой настил обладает вполне достаточной жесткостью даже при сильном нагреве солнцем.

Устройство нижнего строения ездового полотна из металлических элементов имеет то преимущество, что позволяет наиболее просто и быстро осуществлять устройство проезжей части, поскольку несущая часть ездового полотна устраивается из металлических элементов, изготавливаемых на заводе и лишь монтируемых на месте.



Фиг. 68. Проезжая часть с железобетонной плитой



Фиг. 69. Проезжая часть с ребристой железобетонной плитой

Недостатком такой проезжей части является сравнительно большая затрата металла.

Нижнее строение из железобетонной плиты (фиг. 68) является одним из наиболее распространенных типов. В случае необходимости железобетонные плиты могут быть заранее изготовлены на заводе и уложены в готовом виде на поддерживающие их металлические балки; это дает увеличение темпа постройки моста.

Чаще однако применяется монолитная плита, бетонируемая на месте и представляющая собой обычно неразрезную железобетонную плиту, опирающуюся на металлические балки или имеющую самостоятельные железобетонные ребра.

Верхней поверхности плиты придают поперечный уклон и покрывают изоляционным слоем.

Расчет и армирование плиты производят в соответствии с условиями ее работы под нагрузкой, пользуясь обычными принципами конструирования железобетонных сооружений.

Так как металлические балки, поддерживающие железобетонную плиту, прогибаются под временной нагрузкой и представляют таким образом упругие опоры, плиту следует делать с двойной армировкой.

Бордюры мостовой, а иногда и тротуары устраивают в виде одного целого с плитой, поддерживающей полотно.

Плита при больших ее пролетах может быть устроена ребристой (фиг. 69). Ребра заменяют одну систему балок проезжей части.

Железобетонная плита является весьма рациональным типом нижнего строения полотна автодорожных мостов.

Основными достоинствами ее являются: 1) минимум эксплуатационных расходов, 2) уменьшение динамического действия временной нагрузки на пролетное строение благодаря массивности конструкции плиты, 3) экономия в затрате металла, а в некоторых случаях и в весе сравнительно с металлическими настилами. Основным же недостатком являются некоторое усложнение и удлинение срока работ, вызываемые необходимостью бетонирования плиты и выдерживания ее в опалубке.

В настоящее время железобетонная плита находит весьма широкое применение как несущая конструкция полотна автодорожных мостов.

Тротуары и перила

Тротуары автодорожных мостов обычно делают из дерева (см. выше) или асфальта. Слой асфальта толщиной около 2—3 см поддерживается железобетонной плитой или металлическим настилом. Настил в свою очередь поддерживается тротуарными консолями и тротуарными продольными или поперечными балками. Конструкция тротуаров видна из фиг. 57, 60, 63, 68 и 69.

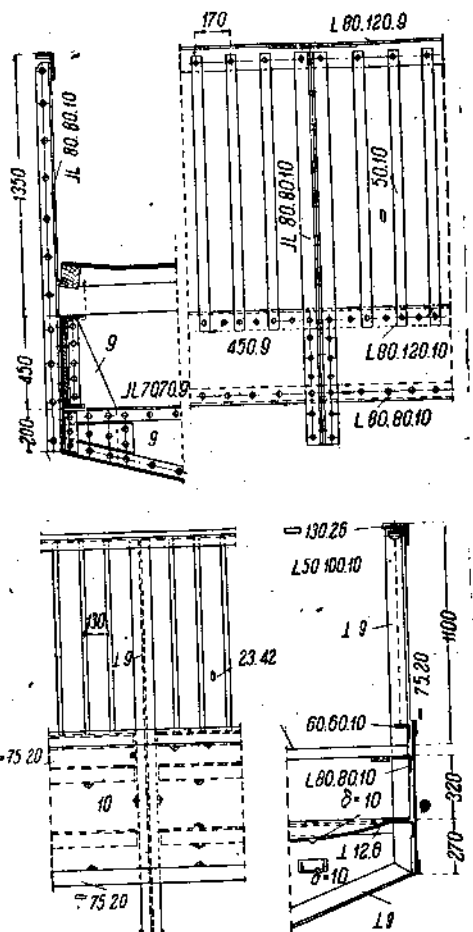
Перила металлических мостов обычно выполняются тоже из металла и прикрепляются к концам тротуарных консолей. Некоторые типы мостовых перил приведены на фиг. 70.

Балочная клетка проезжей части металлических мостов

Балочная клетка металлических мостов состоит из продольных и поперечных балок проезжей части.

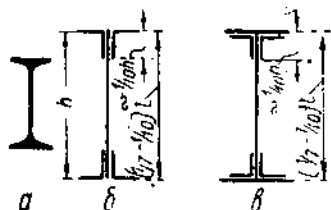
В мостах малых пролетов балочная клетка часто отсутствует, так как полотно непосредственно опирается на главные фермы, или на главные фермы и поперечные балки, или же, наконец, на одни только поперечные балки.

В мостах больших пролетов балочная клетка обычно состоит из поперечных балок, опирающихся своими концами на узлы главных ферм, и из продольных балок, опирающихся на поперечные балки.



Фиг. 70. Типы перил автодорожных мостов

Продольные балки размещаются по всей ширине моста на взаимном расстоянии, определяемом величиной временной нагрузки, конструкцией полотна и экономическими соображениями. Обычно расстояние между продольными балками колеблется от 0,8 до 2,0 м при деревянном настиле, и от 1,0 до 2,5 м при металлическом или железобетонном нижнем строении полотна.



Фиг. 71. Сечения продольных балок

В некоторых случаях (например в проезжей части на лотках) приходится усложнять балочную клетку добавлением вспомогательных балочек, уменьшающих величину клетки до необходимых размеров (1—2 м).

Балки балочной клетки делают двутаврового сечения, преимущественно клепаного и лишь для малых нагрузок и пролетов прокатного профиля.

Клепанные продольные балки состоят из вертикального листа и четырех уголков, усиливаемых в случае необходимости горизонтальными листами (фиг. 71).

Высоту продольных балок обычно принимают $h = (1/7 - 1/10) l$, где l — пролет балок.

Основные размеры балок определяют из соображений, приведенных в § 8, и проверяют расчетом.

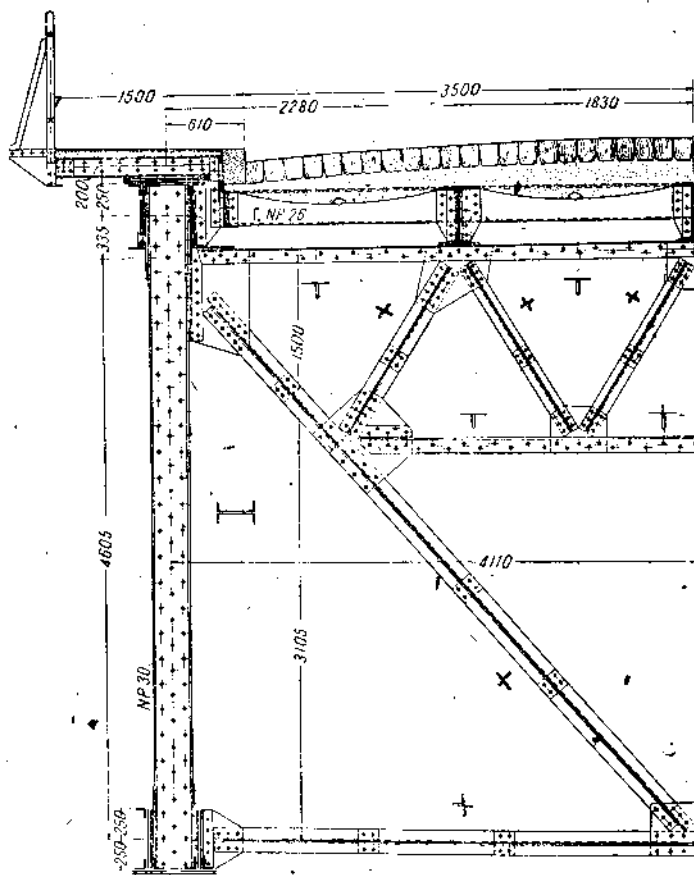
Для обеспечения устойчивости вертикальной стенки продольных балок устанавливают уголки жесткости. Размещение уголков жесткости производится согласно указаниям, приведенным в § 8.

При малых панелях, меньших приблизительно 3 м, и при небольших нагрузках, продольные балки могут быть из прокатного металла. Высоту прокатных балок принимают равной $1/8 - 1/12$ от пролета балок. Согласно техническим условиям проектирования автодорожных мостов при расчете продольных балок изгибающие моменты, поперечные силы и опорные реакции определяют как для разрезной балки.

При наличии на опорах продольных балок конструкции, способной воспринять опорный момент («рыбки», непрерывно пропущенные пояса), балки рассматривают как упруго защемленные на концах и величину опорного момента принимают равной 0,6 момента по середине балки.

Поперечные балки делают обычно двутаврового сечения высотой $h = (1/7 - 1/10) b$, где b — пролет поперечных балок, равный ширине моста.

Очертание поперечных балок обычно параллельное, иногда со скосами на концах.



Фиг. 72. Сквозная поперечная балка, соединенная с поперечными связями моста

Сечение поперечных балок обычно более мощно, чем продольных, и требует, как правило, постановки горизонтальных листов. В тяжелых мостах, имеющих большие панели и значительную ширину пролетных строений, иногда оказывается рациональным применение сквозных поперечных балок в виде решетчатых ферм, иногда комбинируемых с поперечными связями пролетного строения. Пример конструкции сквозной поперечной балки, соединенной с диагоналями поперечных связей, приведен на фиг. 72.

Устойчивость поперечных балок обычно хорошо обеспечивается примыкающими к ним продольными балками и уголками, служащими для прикрепления последних к поперечным балкам.

Постановка специальных уголков жесткости необходима лишь в высоких балках с тонкой вертикальной стенкой, а также при этажном расположении продольных балок, не дающем достаточной связи поперечным балкам.

Вспомогательные балки. Малые вспомогательные балки проезжей части, необходимые для некоторых типов нижнего строения (например из лоткового железа), делаются клепаными или прокатными. Прокатные профили здесь удобнее, так как они требуют меньше клепки и имеют некоторые конструктивные преимущества.

Из прокатных профилей для вспомогательных балок наиболее часто применяются двутавровое и швеллерное сечения.

Сопряжения балок. Взаимное сопряжение балок проезжей части может производиться различным образом. Основные типы сопряжения (фиг. 73):

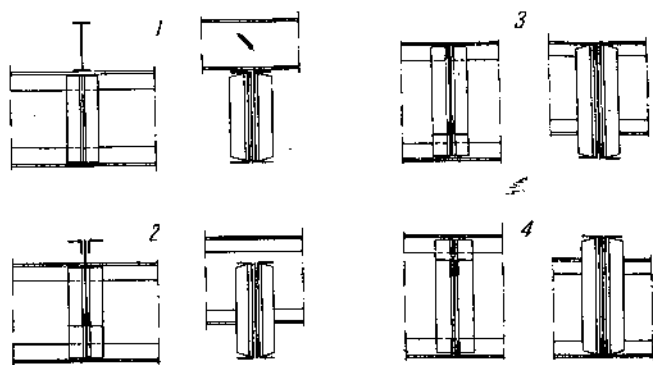
- 1) этажное сопряжение балок,
- 2) повышенное примыкание второстепенных балок к основной,
- 3) сопряжение балок в одном уровне,
- 4) пониженное примыкание второстепенных балок к основной.

Этажное сопряжение применимо в тех случаях, когда конструктивная высота проезжей части позволяет непосредственно опереть второстепенные балки на основные. Верхние балки могут быть неразрезными; прикрепление их к основным балкам производится помощью консольных листов и уголков (фиг. 74), или же просто путем приклепывания в верхнему поясу основных балок. В случае устройства подвижного опирания верхней балки (применяемого для уменьшения дополнительных напряжений в балках проезжей части от деформации поясов под временной нагрузкой) последнюю укрепляют на нижней прижимками, или же ставят на тангенциальную опору (фиг. 75).

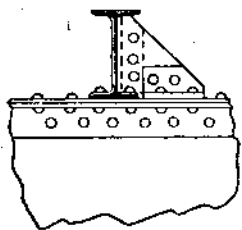
Фиг. 74. Укрепление вспомогательных балок при этажном расположении

Повышенное сопряжение имеет целью уменьшить строительную высоту проезжей части при этажном расположении балок. Возвышенные (обычно продольные) балки делают при этом неразрезными, для чего верхний их пояс, проходящий над поперечной балкой, должен быть перекрыт стыком (фиг. 76). Для улучшения передачи давления продольные балки часто опирают на столбик-кронштейн.

Сопряжение в одном уровне наиболее распространено, так как дает жесткую конструкцию, имеющую небольшую строительную высоту. При сопряжении балок в одном уровне верхние пояса примыкающих продольных балок обычно соединяют между собой накладкой, называемой «рыбкой» (фиг. 77). Рыбки, связывая между собой концы продольных балок, заставляют их работать



Фиг. 73. Основные типы взаимного сопряжения балок проезжей части



в условиях, близких к неразрезной балке с отрицательным моментом M на опоре (см. выше).

Растягивающее усилие, воспринимаемое рыбкой:

$$S = \frac{M_p}{h},$$

где: h —высота продольной балки и M_p —опорный момент, воспринимаемый поясами, определяемый формулой

$$\frac{M}{M - M_p} = \frac{J}{J_o};$$

где: M — опорный момент,

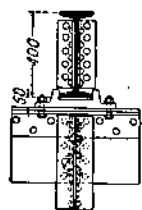
J — момент инерции полного сечения балки и

J_o — момент инерции вертикальной стенки балки.

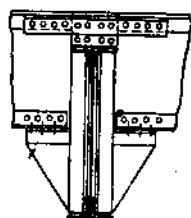
Остальная часть опорного момента воспринимается заклепками, прикрепляющими вертикальную стенку продольной балки; при этом заклепки работают на совместное действие продольных и срезающих сил.

По усилию S определяют ширину рыбки и число заклепок, необходимое для ее прикрепления. В каждой половине рыбки желательно располагать не более пяти заклепок в ряд.

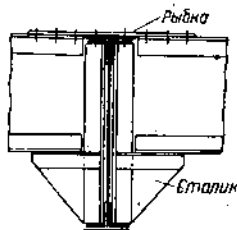
По техническим условиям заклепки, прикрепляющие продольную балку к поперечной, при наличии конструкции, способной воспринять опорный момент, следует



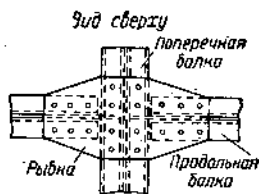
Фиг. 75. Этажное опирание вспомогательной балки с помощью тангенциальной опоры



Фиг. 76. Повышенное сопряжение балок



Фиг. 77. Сопряжение балок в одном уровне с применением «рыбки»



рассчитывать в предположении, что весь опорный момент воспринимается этой конструкцией (в данном случае рыбкой), а вся поперечная сила—вертикальными уголками, прикрепляющими стенку.

Внизу продольные балки обычно опираются на столики (фиг. 77); иногда вместо столиков устраивают нижнюю рыбку, прикрепляемую к уголковым коротышам, приклепанным к вертикальной стенке поперечной балки, и пропускаемую через прорез в стенке поперечной балки.

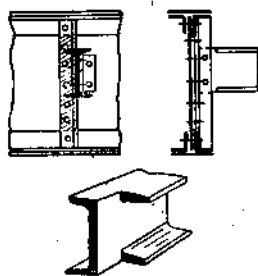
При примыкании продольной балки к поперечной, имеющей пакет горизонтальных листов, рыбку обычно пропускают сквозь поперечную балку, прерывая и перекрывая для этого один из горизонтальных листов поперечной балки.

Если сопряжение балок производится без рыбки, помощью одних только вертикальных уголков, то число заклепок в этих последних увеличивается на 40% сверх количества, определяемого по наибольшей поперечной силе, для компенсации дополнительного действия момента на заклепки.

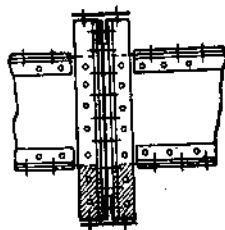
Пониженное примыкание продольных балок к поперечным, в пределах высоты последних, весьма распространено, дает минимальную строительную высоту и может быть жестким или подвижным (допускающим поворот опорного сечения продольной балки).

При жестком креплении прокатной двутавровой балки (фиг. 78) вертикальная стенка ее приклепывается помощью уголковых коротышей. Один из этих уголков часто делается во всю высоту поперечной балки, для чего одну половину горизонтальных полок прокатного двутавра срезают. Другой уголок помещается в пределах высоты двутавра, между его горизонтальными полками.

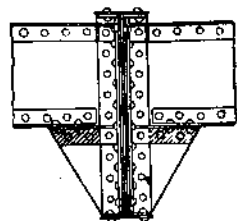
Жесткое прикрепление клепаемых балок делается помощью вертикальных уголков, обжимающих стенку; поясные уголки прикрепляемой балки наводятся на вертикальные уголки (с высадкой) или обрываются около них (фиг. 79).



Фиг. 78. Пониженное жесткое прикрепление прокатной двутавровой балки



Фиг. 79. Жесткое пониженное прикрепление клепаемой балки



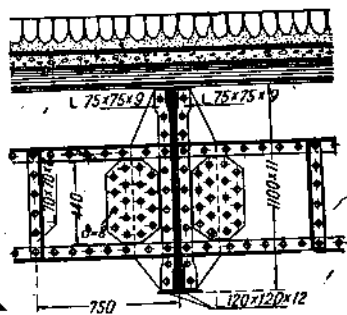
Фиг. 80. Жесткое пониженное прикрепление клепаемой балки с устройством столика

Для усиления прикрепления примыкающие балки могут поддерживаться клепаными столиками (фиг. 80) или же сопряжение устраивается помощью фасонных листов, стыкаемых с вертикальными листами примыкающих балок и распределяющих прикрепление на всю высоту поддерживающей балки (фиг. 81).

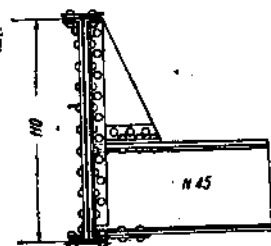
Для обеспечения большей жесткости сопряжения иногда применяют прикрепление продольных балок помощью рыбок, пропускаемых через вертикальную стенку поперечной балки.

Жесткое прикрепление продольных балок проще и дешевле и увеличивает жесткость проезжей части и всего пролетного строения в целом.

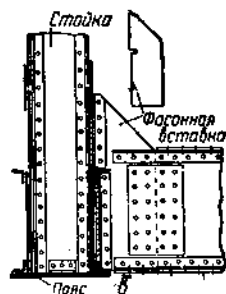
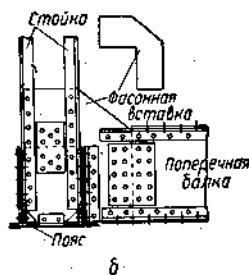
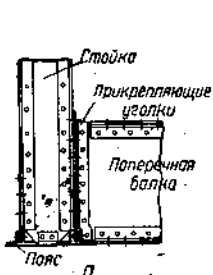
Однако жесткое прикрепление имеет недостатки, особенно существенные для больших мостов. К недостаткам относятся: дополнительные напряжения в продольных балках от участия в работе поясов, боковой изгиб поперечных балок и их скручивание. Для уменьшения дополнительных воздействий от деформации поясов в мостах пролетом приблизительно более 80 м продольные балки следует разделять на секции путем устройства швов (см. стр. 48). Скручивающее действие продольных балок на поперечные уменьшается при устройстве неразрезных продольных балок.



Фиг. 81. Пониженное сопряжение балок с применением фасонных листов



Фиг. 82. Простейшее прикрепление прокатной поперечной балки



Фиг. 83. Способы прикрепления клепаемых поперечных балок к главным фермам

Сопряжение поперечных балок с главными фермами. Сопряжение поперечных балок с главными фермами может быть жесткое или шарнирное.

Простейший тип прикрепления прокатной поперечной балки приведен на фиг. 82. Поперечные балки клепаного сечения могут быть прикреплены или просто помощью вертикальных уголков, обжимающих вертикальную стенку балки

This technical drawing shows a cross-section of a mechanical assembly. On the left, there is a horizontal housing or frame with internal structural details. A vertical shaft or rod passes through the center of this housing. To the right, a more complex vertical assembly is shown, featuring a cylindrical component with a flange and a central shaft. The drawing uses various hatching patterns to indicate different materials or cross-sections of the components.

только вертикальных уголков (фиг. 83, в). Сопряжение помощью топорика дает более жесткое приращение и обеспечивает более равномерную передачу опорного давления поперечной балки на обе ветви стойки.

A detailed technical cross-section drawing of a bridge. The drawing shows the internal structural components of the bridge piers and the bridge deck. The piers are shown with internal reinforcement, including vertical and horizontal bars, and are connected by a central vertical structure. The bridge deck is shown above the piers, with a series of arches or spans. The drawing is a black and white line drawing, typical of engineering or architectural plans.

Шарнирное сопряжение не имеет этих недостатков, но уменьшает жесткость пролетных строений.

Фиг. 85. Конструкция шва в проезжей части

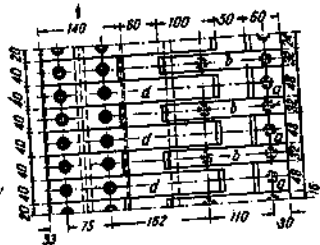
[illegible]

Фиг. 86. Соприжение ба-

48 :

A technical architectural drawing showing a cross-section of a building. On the left, a staircase with multiple steps is depicted. To the right of the staircase is a room containing a door labeled '130'. The drawing uses hatching to indicate different materials or structural elements.

При больших температурных перемещениях в швах перекрытие их делается помощью «гребенок» из металлических отливок, укрепленных на сопрягающихся частях (фиг. 90 и 91).

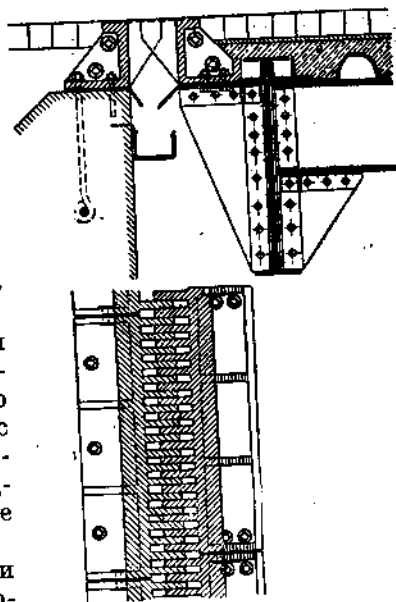


На фиг. 92 представлен вес балочной клетки мостов под автожелезную дорогу при тяжелом ($g = 600 \text{ кг/м}^2$) и легком деревянном ($g = 280 \text{ кг/м}^2$) настилах*. Для узких мостов наиболее выгодная длина панели оказывается около 4 м. Для широких мостов (ширина проезда $B_0 = 17,5 \text{ м}$) вес балочной клетки почти не зависит от длины панели.

На фиг. 93 приведен график веса металла консолей и продольных балок тротуаров.

При определении наивыгоднейшей длины панели проезжей части можно руководствоваться правилом, аналогичным определению наивыгоднейшего пролета моста, а именно: вес поперечных балок должен равняться весу продольных. Небольшие отступления от наивыгоднейшей длины панели мало отзываются на весе проезжей части.

Расстояние между продольными балками в мостах под автожукую дорогу, в зависимости от веса полотна и временной нагрузки, обычно изменяется от 1,5 до 1,8 м.



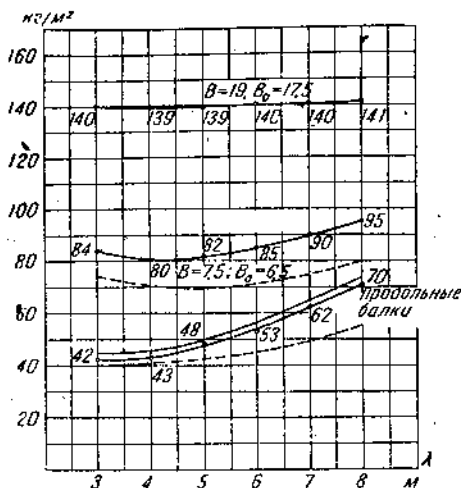
Фиг. 91. Сопряжение проезжей части помощью гребенки

* График заимствован из «Курса металлических мостов»
ответствует временной нагрузке I класса по нормам 1921 г.

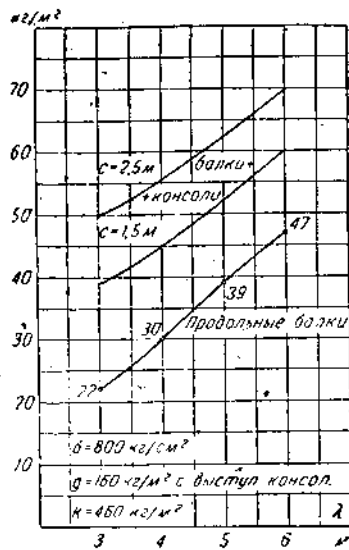
проф. Н. С. Стрелецкого и со-

Проезжая часть автодорожных мостов по своему весу и затрате металла составляет весьма значительную часть от всего пролетного строения. Поэтому проблема уменьшения веса проезжей части уже давно занимала инженерную мысль. Одним из возможных способов значительного облегчения проезжей части является применение в ней для несущей конструкции легких алюминиевых сплавов.

Первый опыт применения в мостостроении алюминиевых сплавов был произведен в 1933 г. в США на мосту Смитфильд в Питсбурге. Мост этот, построенный еще в 1882 г., имеет два пролета по 110 м с едой по низу, при расстоянии между осями ферм 7,83 м.



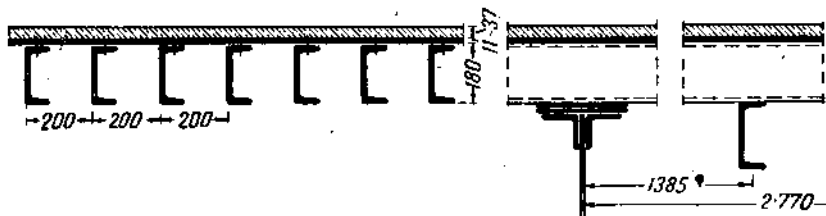
Фиг. 92. График веса балочной клетки автодорожных мостов по данным проф. Стрелецкого



Фиг. 93. График веса консолей и продольных балок тротуаров по данным проф. Стрелецкого

В связи со значительным ростом временной нагрузки мост требовал переустройства. В качестве меры, позволявшей увеличить его несущую способность без переустройства главных ферм, была применена замена старой железной проезжей части с деревянным настилом новой легкой проезжей частью из алюминиевых сплавов.

Алюминий, использованный для рассматриваемой конструкции, применялся:



Фиг. 94. Конструкция проезжей части из алюминия

в виде прокатных листов и профильного сортамента. Соединение элементов производилось помощью обычных стальных заклепок.

Конструкция алюминиевой проезжей части была следующая (фиг. 94 и 95): ездовое полотно из сплошного настила алюминиевых листов толщиной 11 мм, покрытых 3—5-см слоем асфальта и поддерживаемое рядом продольных балок швеллерного сечения высотой 18,0 см, уложенных на расстоянии 20 см одна от другой. Продольные балки опираются на клепанные поперечные балки, расположенные на расстоянии 2,81 м одна от другой. В промежутках между поперечным

балками, под продольными балками, подклепаны вспомогательные поперечные балочки жесткости из швеллеров высотой 18 см, служащие для распределения нагрузки между продольными балками.

Механические характеристики алюминиевого сплава примененного для элементов проезжей части, были следующие: временное сопротивление 4200 кг/см^2 ; предел упругости 3500 кг/см^2 ; допускаемое напряжение 1050 кг/см^2 . Модуль упругости алюминиевых сплавов довольно низок и составляет около $700\,000 \text{ кг/см}^2$. Наибольшие допускаемые прогибы элементов проезжей части в долях их пролета были приняты: $1/400$ — для поперечных балок, $1/600$ — для продольных балок и $1/100$ — для листового настила.

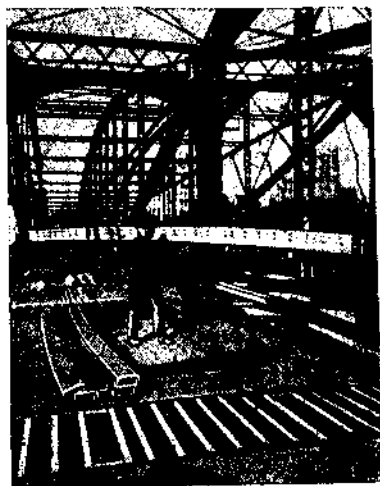
Для защиты от коррозии элементы проезжей части были покрыты алюминиевой краской.

Перильная конструкция была выполнена из алюминиевого сплава меньшей прочности, но большей стойкости против коррозии, что позволило оставить ее без окраски.

Вес алюминиевой проезжей части в итоге оказался вдвое меньше веса ранее существовавшей проезжей части, что позволило пропускать по мосту автомашины весом 18 т вместо имевшегося до этого ограничения 12—10 т.

Испытание алюминиевой проезжей части обнаружило вполне удовлетворительную ее жесткость.

В 1935 г. инж. Штейнманом был предложен аналогичный проект переустройства известного Бруклинского моста через Ист-Ривер в Нью-Йорке в целях увеличения его несущей способности. Было предложено заменить в нем проезжую часть и балку жесткости алюминиевой конструкцией. При этом, учитывая сравнительно низкую величину модуля упругости алюминиевых сплавов, в этом проекте было признано возможным уменьшить динамический коэффициент временной нагрузки до 60% применяемого для аналогичных конструкций из стали.



Фиг. 95. Сборка алюминиевой проезжей части

§ 8. Мосты со сплошными балками

Металлические балочные мосты, имеющие главные фермы со сплошной стенкой, являлись в начале прошлого столетия системой, применявшейся для перекрытия значительных пролетов. Однако, в связи с появлением сквозных конструкций с решетчатыми фермами, постепенно получивших широкое применение благодаря меньшей затрате металла, область применения мостов со сплошными фермами значительно сузилась и стала ограничиваться лишь перекрытием весьма малых пролетов (до 20—25 м).

В течение довольно длительного периода мосты со сплошными фермами рассматривались как рациональное решение лишь для перекрытия незначительных пролетов, и только в последние годы сплошные балки начали снова находить применение для мостов больших пролетов.

Целесообразность применения сплошных балок для перекрытия значительных пролетов в современных условиях определяется главным образом тем, что мосты со сплошной стенкой значительно проще по конструкции чем сквозные фермы, а потому изготовление и монтаж их проще, дешевле и быстрее. Благодаря этому, несмотря на несколько большую затрату металла, стоимость мостов со сплошной стенкой часто оказывается более низкой по сравнению со сквозной конструкцией даже для пролетов более 40—50 м.

Кроме того мосты со сплошными фермами обладают сравнительно небольшой конструктивной высотой, что облегчает устройство их с ездой по верху.

Особенно широкое распространение за последние годы мосты со сплошными фермами получили в Германии, где построен ряд таких мостов с пролетами, достигающими более 100 м.

Мосты с главными балками со сплошной стенкой в фасаде делаются наиболее часто с параллельным очертанием поясов. Устройство параллельных поясов упро-



Фиг. 96. Мост со сплошной стенкой и криволинейным очертанием нижнего пояса (р. Рейн у Кобленца)

щает конструкцию главных балок и облегчает их изготовление. Однако для перекрытия значительных пролетов (более 25—30 м) параллельное очертание поясов сплошных балок обычно оказывается уже нерациональным и в целях экономии



Фиг. 97. Неразрезной мост со сплошной стенкой и параллельным очертанием поясов (р. Везер у Фюрстенберга)

металла становится более выгодным придание криволинейного очертания одному из поясов. Так как мосты со сплошными балками устраиваются, как правило, с ездой по верху (см. ниже), то криволинейное очертание обычно имеет нижний пояс (фиг. 96).

Для перекрытия небольших пролетов балочные мосты со сплошной стенкой обычно устраивают в виде простейших разрезных балок. С возрастанием величины перекрываемого пролета становятся более выгодными консольные и неразрезные балки (фиг. 97).

В неразрезных и консольных мостах больших пролетов над опорами увеличивается высота балок (фиг. 98), так как здесь возникают большие изгибающие моменты, требующие значительного развития поясов в случае параллельного очертания поясов балки.

В неразрезных мостах наиболее распространено устройство трехпролетных решений с отношением величины среднего и крайних пролетов от 1:1 до 1:0,5; наиболее рациональным является соотношение около 1:0,7 или 1:0,8. В длинных неразрезных мостах не рекомендуется делать более пяти неразрезных пролетов.

При устройстве консольных мостов удобнее делать нечетное число пролетов, облегчающее расположение шарниров. Схемы консольных многопролетных мостов со сплошной стенкой приведены на фиг. 99. В путепроводах со сплошными неразрезными или консольными балками очень часто устраивают качающиеся опоры (фиг. 99, б), минимально стесняющие подмостовое пространство.

Езду в мостах со сплошной стенкой, как правило, располагают по верху. Езда по верху обеспечивает возможность устройства широкого проезда, упрощает

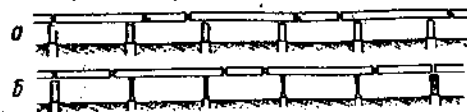


Фиг. 98. Неразрезной мост со сплошной стенкой и увеличением высоты балок у опор (р. Эльба у Дрездена)

конструкцию проезжей части, дает возможность уменьшения размеров каменных опор благодаря меньшей ширине моста и обеспечивает лучшую защиту металлической конструкции от атмосферных осадков.

Сравнительно небольшая конструктивная высота сплошных балок облегчает применение езды по верху даже в случаях ограниченной строительной высоты.

В некоторых случаях, когда крайне жесткое ограничение строительной высоты не позволяет расположить езду по верху, устраивают езду по низу.



Основные размеры мостов со сплошной стенкой

Генеральные размеры мостов со сплошной стенкой зависят от типа и очертания главных балок.

Высота главных балок определяется требованиями жесткости, возможной строительной высотой и конструктивными соображениями. Наименьшая возможная высота сплошных балок определяется условиями жесткости. Для простой балки переменного сечения прогиб по середине пролета под нагрузкой может быть приближенно выражен формулой:

$$f = \frac{5}{48} \frac{M_{\max} l^3}{EJ} \left(1 + \frac{3}{25} \alpha \right);$$

где:

$$\alpha = \frac{J - J_0}{J_0},$$

J — момент инерции балки в середине пролета,

J_0 — момент инерции балки на опоре.

Подставляя в эту формулу

$$M_{\max} = W n_{\text{дон}} = \frac{J n_{\text{дон}}}{\frac{1}{2} h}$$

можно легко определить требуемую высоту в зависимости от допускаемой величины прогибов f :

$$\frac{h}{l} = \frac{5}{24} \frac{n_{\text{дон}} l}{EJ} \left(1 + \frac{3}{25} \alpha \right).$$

Наши технические условия требуют, чтобы прогиб сплошных балок от временной нагрузки не превышал $1/750$ пролета.

В существующих мостах малых пролетов высота сплошных балок составляет $(1/8 - 1/12)l$; с увеличением пролета относительная высота балок может уменьшаться и в случае применения неразрезных и консольных балок может быть доведена до $(1/15 - 1/20)l$ и даже менее.

Количество главных балок в поперечном сечении моста зависит от их высоты и от ширины проезжей части.

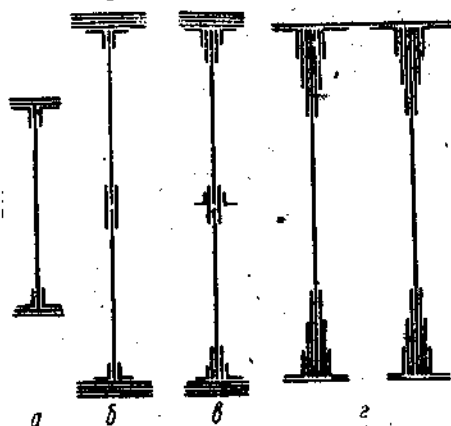
В металлических конструкциях обычно бывает выгодным придерживаться так называемого «принципа концентрации материала», т. е. стремиться к образованию конструкции из возможно меньшего числа более мощных элементов, так как при этом обычно удается лучше использовать материал. Поэтому следует устраивать возможно меньшее число балок в поперечном сечении моста.

В мостах малых пролетов главные балки обычно ставят на расстоянии 1,5—2 м одну от другой. При этом проезжая часть может непосредственно опираться на главные балки. В мостах больших пролетов оказывается более выгодным устройство только двух главных балок в поперечном сечении, причем проезжая часть имеет в этом случае балочную клетку.

Конструкция сплошных балок

Сечение сплошных балок. В поперечном сечении сплошные балки обычно устраиваются двутавровыми (фиг. 100, а, б и в). В клепаных балках сечение составляется из вертикального листа, четырех поясных уголков и горизонтальных

листов. В случае применения сварки необходимость применения поясных уголков отпадает. Толщина вертикального листа, размеры поясных уголков, ширина и толщина горизонтальных листов обычно остаются постоянными по длине балки. Необходимые изменения момента инерции балки в различных ее сечениях достигаются изменением числа горизонтальных листов. В мостах большого пролета число горизонтальных листов может доходить до 4—5 и даже более. В мостах большого пролета, а также в открытых мостах с едой по низу, для увеличения поперечной жесткости главным балкам иногда дается двухстенчатое сечение коробчатого типа (фиг. 100, а).



Фиг. 100. Типы сечений балок со сплошной стенкой

Вертикальная стенка сплошных балок обычно составляется из одного листа и реже из двух. В настоящее время, в связи с прокаткой в СССР листового металла толщиной до 30 мм и более, необходимость устройства составной вертикальной стенки отпадает.

При большой высоте вертикальную стенку составляют из двух отдельных листов, связываемых продольным стыком по всей длине балки (фиг. 100, б, в и 101).

Вертикальный лист работает в сечении главным образом на поперечную силу и мало участвует в работе на момент. Поэтому

му из экономических соображений толщину вертикальной стенки выгоднее делать возможно меньшей, соблюдая при этом требование устойчивости ее на выпучивание.

По техническим условиям толщина вертикальной стенки сплошных балок не должна быть менее $\frac{1}{12,5} \sqrt{h}$; где h —расстояние в свету между поясными уголками в сантиметрах.

Для обеспечения устойчивости вертикальной стенки против выпучивания в сплошных балках ставят уголки жесткости, обжимающие стенку и уменьшающие возможную длину балки при выпучивании вертикальной стенки. Уголки жесткости ставят по длине балки на равных расстояниях или же несколько чаще у опор. Расстояние между уголками жесткости принимают не более высоты балки, и желательно ставить уголки не реже, чем через 2 м. По техническим условиям необходимое расстояние между уголками жесткости:

$$d = 25 \delta [10 - h(6k + 1)] \text{ (в сантиметрах)}$$

где:

δ —толщина вертикальной стенки в см,

$k = \frac{l-x}{l}$, но не менее 0,5,

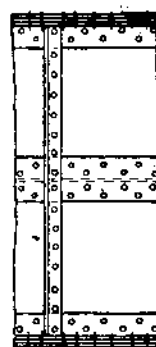
l —пролет балки,

x —расстояние от ближайшей опоры до рассматриваемого интервала или панели.

Выступающая полка каждого уголка жесткости должна быть не менее $40 \text{ мм} + \frac{1}{30} h$, где h —свободная высота стенки. Очень часто оказывается выгодным устраивать возможно более тонкую вертикальную стенку, укрепляя ее часто расположенными уголками жесткости, так как лишняя затрата металла в последних с избытком покрывается экономией, получаемой от устройства тонкой стенки.

В опорных панелях сплошных балок под тяжелую нагрузку, вследствие значительных главных сжимающих напряжений, может возникнуть опасность выпучивания стенки в косом направлении. В этих случаях необходима постановка дополнительных уголков жесткости, располагаемых наклонно (фиг. 102, а).

В неразрезных и консольных балках значительные сжимающие напряжения возникают над опорами. Для укрепления стенки против выпучивания здесь бывает целесообразным ставить дополнительный горизонтальный уголок жесткости, располагаемый на расстоянии около $\frac{1}{3}$ высоты стенки (фиг. 102, б).



Фиг. 101. Балка с продольным горизонтальным стыком вертикальной стенки

Уголки жесткости высаживают в месте сопряжения с поясными уголками (фиг. 103, б) или же оставляют прямыми, ставят с прокладками (фиг. 103, а).

Предпочтительнее второй способ установки уголков, так как высадка требует кузнечной работы и может несколько портить металл уголков.

Уголки жесткости, помещаемые в местах передачи сосредоточенных сил, нельзя высаживать.

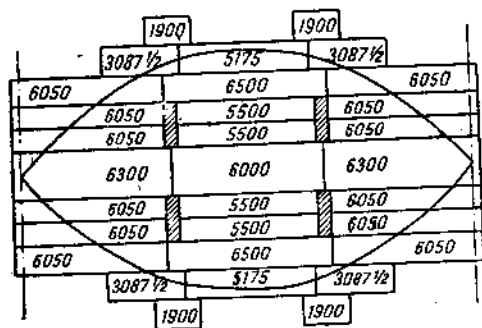
Поясные уголки, связывающие горизонтальные листы с вертикальной стенкой, желательно делать возможно более крупного размера, чтобы площадь сечения поясных уголков составляла не менее 40% площади всего поперечного сечения сплошной балки. Поясные уголки обычно принимают равнобокими. Для увеличения момента инерции сечения иногда применяют и неравнобокие уголки, располагая их широкую полку горизонтально.

Для лучшего сопряжения мощного пояса с вертикальной стенкой, особенно при тонкой стенке, в мостах больших пролетов полезно местное усиление ее у поясов помещением под поясные уголки дополнительных вертикальных листов (фиг. 100, в и г), понижающих главные напряжения в стенке.

Ширину горизонтальных листов назначают так, чтобы свес края листа над поясным уголком был не менее 5 мм, что необходимо на случай неровной кромки листов. Вместе с тем свес горизонтальных листов должен быть и не слишком велик.

Фиг. 102. Устройство дополнительных уголков жесткости

Фиг. 103. Сопряжение уголков жесткости с поясными уголками балки



Фиг. 104. Эпюра материалов балки со сплошной стенкой

длиной не более 8—10 м. Уголки же и горизонтальные листы могут иметь длину до 12—16 м. Поэтому в высоких балках вертикальные листы приходится стыковать чаще, чем поясные уголки и горизонтальные листы.

Главные балки мостов небольших пролетов, а иногда и цельные пролетные строения могут быть доставлены с завода на место в готовом виде (см. § 32). При пролетах более 15—20 м конструкцию подвозят к месту сборки по частям. В балках приходится устраивать специальные стыки, разделяющие их на части, имеющие длину и вес, соответствующие имеющимся транспортным средствам. Стыки эти склепывают на месте во время сборки конструкции, и они носят название «монтажных».

Разбивку стыков стараются делать симметрично относительно середины балки для упрощения ее изготовления. Размещение стыков в сплошной балке указывается на эпюре материалов (фиг. 104), где откладываются моменты, действующие и выдерживаемые для различных сечений балки по ее длине. Эта эпюра дает также возможность графического определения места обрыва горизонтальных листов.

Между кромками листов свес их от линии поясных заклепок не должен превышать 8δ , где δ — толщина листов.

Стыки сплошных балок. Так как листовая и уголкового металла, прокатываемые заводами, имеют ограниченную длину, то в длинных балках приходится устраивать стыки отдельных ее элементов. Вертикальная стенка сплошных балок требует применения довольно широких листов, которые прокатываются

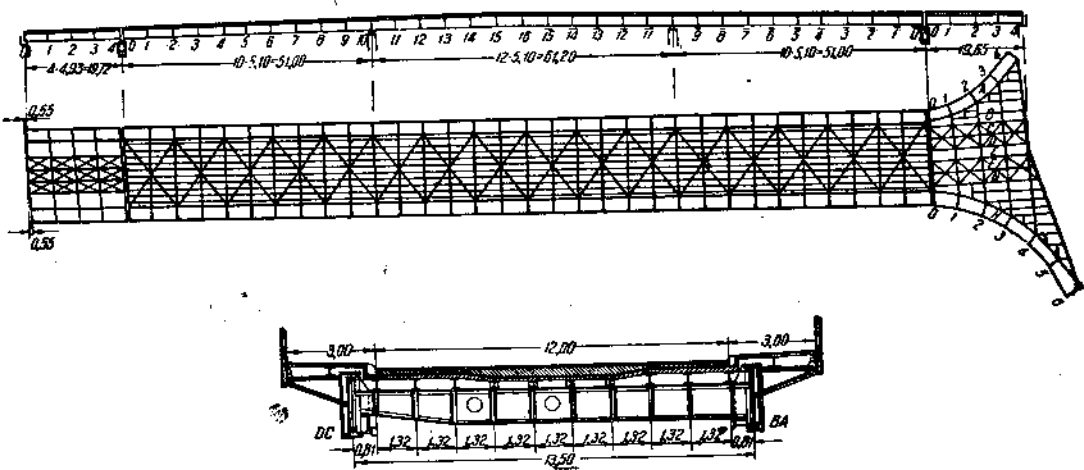
В консольных мостах сопряжение подвесных балок с консолями производится путем



Фиг. 109. Сопряжение подвесной балки с консолью

В легких консольных балках сопряжение подвесных балок с консолями иногда устраивают помощью так называемого листового шарнира (фиг. 86). Однако такие шарниры вследствие трудности окраски и интенсивного развития в них коррозии нерациональны.

В качестве примера конструкции моста со сплошной стенкой на фиг. 110 приведена конструкция неразрезного моста со сплошными балками больших пролетов (мост через р. Эльбу в г. Мейсене).

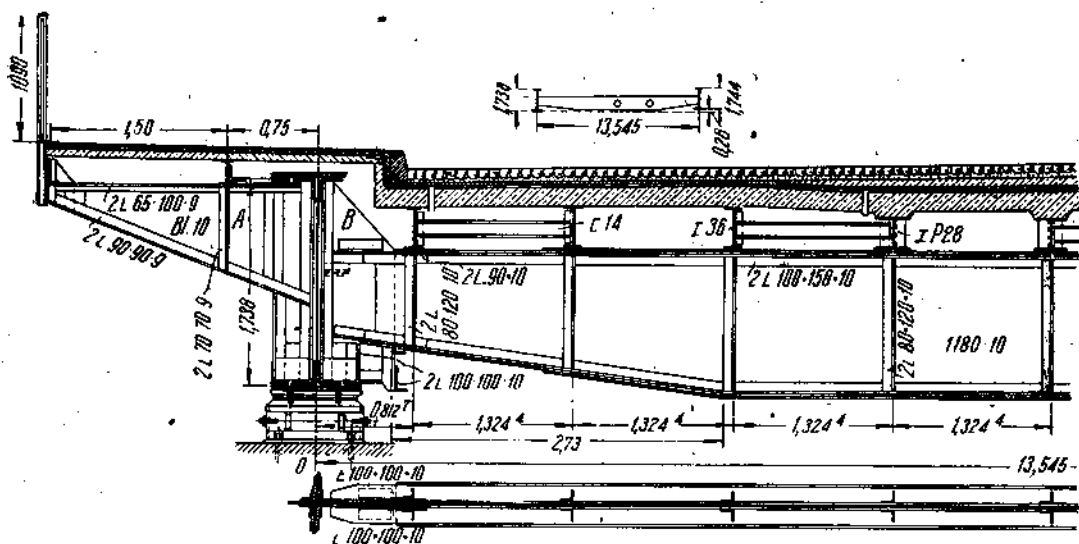


Основные пролеты этого моста перекрыты трехпролетной неразрезной балкой, $l=51+61,2+51$ м; береговые пролеты перекрыты простыми разрезными балками. Правобережный пролет, служащий для обеспечения сопряжения моста с проездом по набережной и подходящей сбоку улицы, имеет сложное расширяющееся в плане очертание.

Мост предназначен для автогужевого движения, при этом в конструкции проезжей части предусмотрена возможность укладки в дальнейшем трамвайных путей.

Вследствие тяжелой нагрузки и ограниченной строительной высоты главные балки выполнены из высокопрочной стали (St 52).

В плоскости верхних поясов поперечных балок расположены горизонтальные ветровые связи.



Фиг. 111. Конструкция проезжей части моста, приведенного на фиг. 110

Высокая вертикальная стенка усилена уголками жесткости $200 \times 100 \times 12$ мм, расположенными на расстоянии 1,7 м один от другого. Уголки жесткости плотно пригнаны своими торцами к поясным уголкам балки. Около опор кроме того поставлены горизонтальные уголки жесткости $150 \times 100 \times 14$ мм, идущие по середине высоты балки. Конструкция главных балок представлена на фиг. 112; здесь видна также конструкция подвижных опорных частей моста.

Пролет моста равен 68,58 м; ширина ездового полотна 12 м. Высота главных балок была ограничена; вертикальная стенка сечения имеет высоту всего 3,35 м в середине пролета и 2,95 м у опор. Вследствие этого мост пришлось выполнить из специальной кремнистой стали.

На фиг. 113 представлено поперечное сечение моста с конструкцией проезжей части. Поперечное сечение двутысячатой балки в середине пролета показано на фиг. 114; поперечная диафрагма, связывающая обе ветви сечения, имеет здесь сквозную конструкцию.

Конструкция главной балки около опоры схематически представлена на фиг. 115.

Примеры конструкции мостов со сварными балками сплошного сечения приведены в § 30.

Проверка прочности сечения. Размеры поперечного сечения клепаемой балки со сплошной стенкой, предварительно назначенные ориентировочно по данным, приведенным выше, должны быть затем уточнены путем проверки прочности балки.

Условие прочности балки на изгиб требует, чтобы:

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{netto}}} \leq R,$$

где:

M — наибольший расчетный изгибающий момент в балке,

W_{netto} — момент сопротивления расчетного сечения балки с учетом ослабления его заклепочными дырами,

R — допускаемое напряжение в балке на изгиб.

Ослабление сечения заклепочными дырами обычно составляет в клепаемых балках 15—18%.

Наибольшее касательное напряжение, возникающее в вертикальной стенке у нейтральной оси, определяется известной формулой:

$$\tau = \frac{Q S_{\text{brutto}}}{J_{\text{brutto}} \delta} \leq R_t,$$

где:

Q — расчетная поперечная сила,

S_{brutto} — статический момент полусечения относительно нейтральной оси, без учета ослабления,

J_{brutto} — момент инерции сечения балки относительно нейтральной оси, без учета ослабления,

δ — толщина стенки балки.

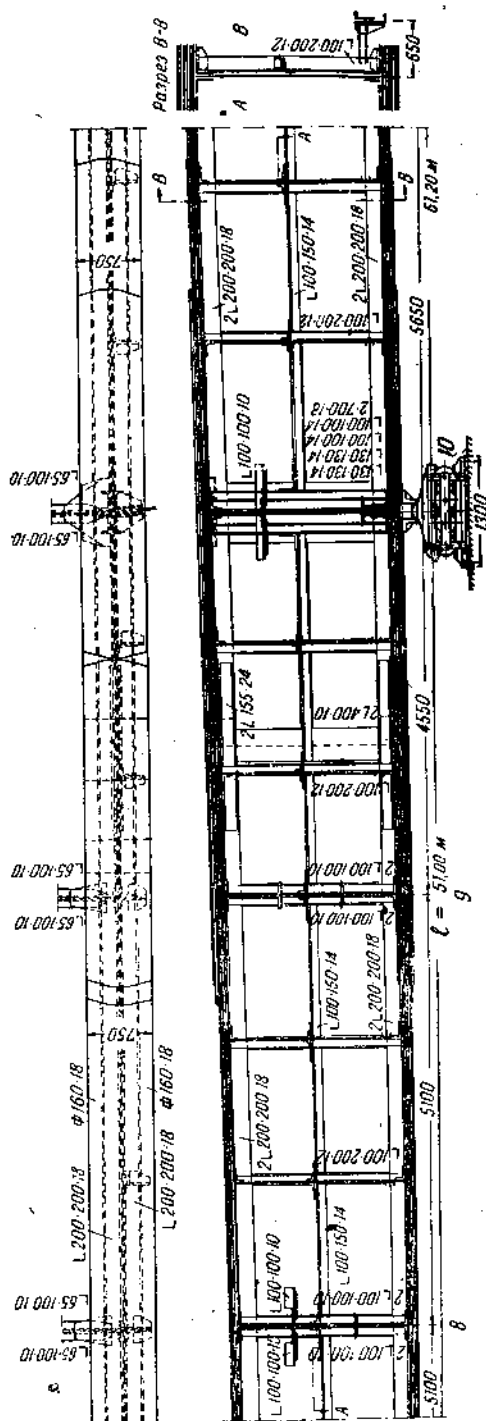
Отношение $\frac{S_{\text{brutto}}}{J_{\text{brutto}}}$ для клепаемых двутавровых балок колеблется от 0,70 h до 0,90 h , где h — высота стенки, причем большие значения этого отношения соответствуют балкам с сильно развитыми поясами.

При расчете на поперечную силу желательно не применять высоких напряжений τ , близких к допускаемому R_t . При больших касательных напряжениях могут оказаться значительными главные касательные и нормальные напряжения в балке:

$$\tau_{\text{max}} = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

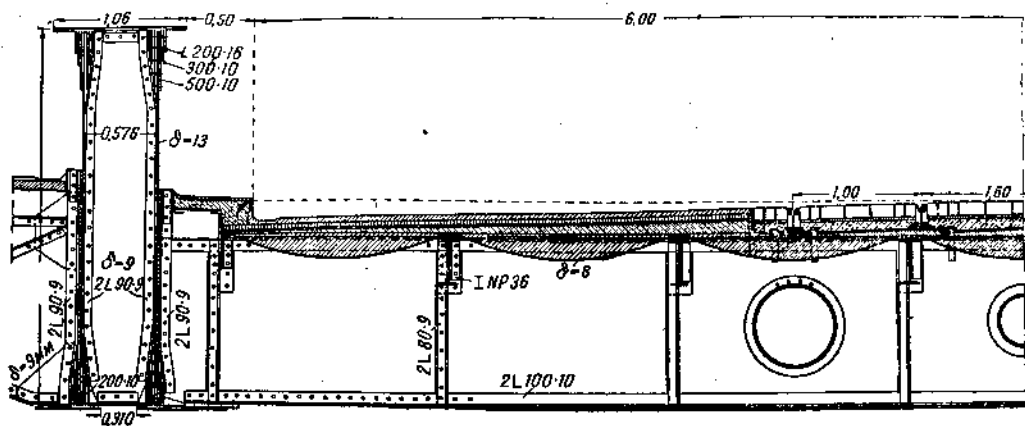
и

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{\sigma}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2}.$$



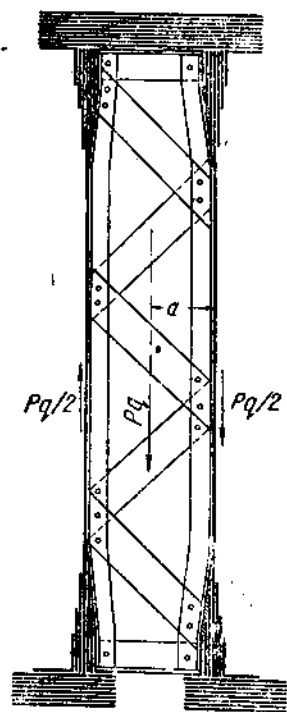
Фиг. 112. Конструкция главных балок моста, приведенного на фиг. 110

Главные напряжения бывают опасны в сечениях балок, где могут одновременно действовать значительный изгибающий момент и поперечная сила.

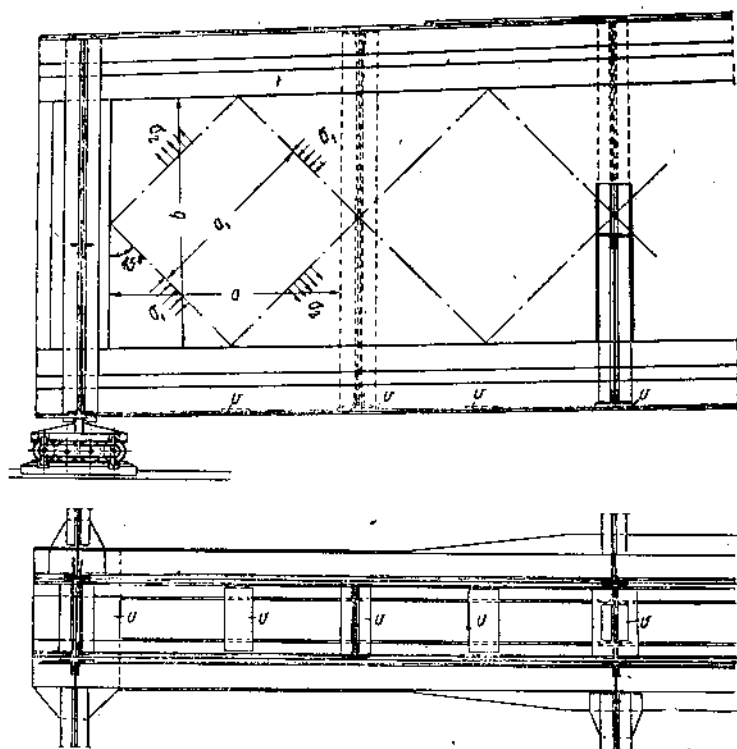


Фиг. 113. Поперечное сечение моста со сплошными двутавровыми балками

Наибольшие главные напряжения возникают в тех местах сечения, где происходят резкие изменения толщины сечения. Так, например, в клепаных двутавровых



Фиг. 114. Поперечное сечение двухстенчатой главной балки в середине пролета



Фиг. 115. Конструкция двухстенчатой главной балки

балках наиболее опасна фибра, соответствующая оси поясных заклепок, где напряжения σ и τ одновременно имеют большие значения.

Расчет поясных заклепок. При изгибе клепаной двутавровой балки заклепки, прикрепляющие поясные уголки к вертикальной стенке, работают на срезывание, возникающее вследствие стремления пояса сдвинуться по вертикаль-

ному листу. Касательная сила, передающаяся с пояса на стенку, на протяжении единицы длины:

$$T = \frac{Q S_u}{J},$$

где S_u — статический момент сечения пояса, прикрепляемого заклепками, относительно нейтральной оси балки (фиг. 116).

Если обозначать шаг поясных заклепок через a , то на каждую заклепку будет приходиться горизонтальное усилие:

$$T a = \frac{Q S_u}{J} a.$$

Из условия равнопрочности это усилие должно быть меньше.

1) сопротивления заклепки двойному срезыванию:

$$T a \leq \frac{\pi d^2}{4} 0,8 R,$$

где:

d — диаметр поясных заклепок,

$0,8 R$ — допускаемое напряжение заклепок на срезывание,

отсюда

$$a \leq \frac{\pi d^2 0,4 R}{T};$$

2) сопротивления заклепки смятию:

где:

$$T a \leq d \delta 2 R,$$

δ — толщина вертикальной стенки,

$2 R$ — допускаемое напряжение заклепок на смятие,

отсюда

$$a \leq \frac{2 d \delta R}{T};$$

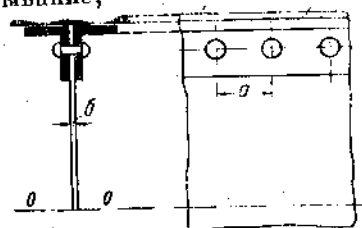
3) сопротивления срезыванию вертикальной стенки между двумя заклепками

$$T a \leq \delta (a - d) \cdot R_t,$$

где $R_t = 0,75 R$ — допускаемое напряжение на срезывание в элементах сечения балки;

отсюда

$$a \geq \frac{d}{1 - \frac{T}{0,75 R \delta}}. \quad (3)$$



Фиг. 116. К расчету шага поясных заклепок.

Принятый шаг поясных заклепок балки должен удовлетворять всем трем выведенным условиям.

Если на пояс балки могут передаваться давления непосредственно от проезжей части, то поясные заклепки должны быть рассчитаны с учетом этих давлений.

Если p — величина погонной нагрузки, приложенной непосредственно к поясу балки, то вертикальное усилие, приходящееся на одну поясную заклепку, равно $p a$, полное же равнодействующее усилие:

$$S = \sqrt{(p a)^2 + (T a)^2} = a \sqrt{p^2 + T^2}.$$

На действие этой силы и должна быть проверена величина смятия и срезывания заклепки.

Расчет стыков. Рассмотрим работу стыка, подвергнутого в общем случае действию изгибающего момента M , продольной силы N и поперечной силы Q (фиг. 117). Усилия, действующие на заклепки каждого вертикального ряда, изменяются по закону плоскости, увеличиваясь к краям и проходя через нуль у нейтральной оси стыкуемого элемента.

Обозначая через S_1 усилие, действующее на крайнюю заклепку соединения, можем для любой другой заклепки, расположенной на расстоянии y от нейтральной оси, выразить приходящееся на нее усилие так:

$$S_i = \frac{S_1 y_i}{y_1}.$$

Из условия равенства суммы моментов всех сил, действующих на заклепки стыкового соединения, внешнему моменту M получим:

$$M = \sum S_i y_i = \frac{S_1}{y_1} \sum y_i^2,$$

отсюда наибольшее усилие в крайней заклепке:

$$S_1 = \frac{M}{\sum y_i^2} y_1.$$

Усилие z , приходящееся на каждую заклепку от действия продольной силы:

$$z = \frac{N}{k},$$

где k —число заклепок в полунакладке.

Поперечную силу приближенно можно считать тоже равномерно приходящейся на все заклепки; тогда вертикальное усилие T , приходящееся на заклепку от поперечной силы, будет:

$$T = \frac{Q}{k}.$$

Наибольшее результирующее усилие, действующее на заклепку,

$$S_{max} = \sqrt{(S_1 + z)^2 + T^2}.$$

Другой, тоже весьма употребительный метод расчета заклепок в стыках балок, работающих на изгиб, основывается на следующих предположениях.

Фиг. 117. К расчету стыка двутавровой балки

Если нормальное напряжение, действующее в сечении по стыку, обозначить через σ , а касательное—через τ , то равнодействующая этих напряжений будет $\sigma^2 + \tau^2$. В двутавровых балках, работающих на изгиб, эпюры σ и τ имеют вид, показанный на фиг. 118, б и в, эпюра же $\sqrt{\sigma^2 + \tau^2}$ очень мало отклоняется от трапеции, изображенной на фиг. 118, г. Усилие, действующее на каждый горизонтальный ряд заклепок, может быть определено по площади соответствующего участка эпюры $\sqrt{\sigma^2 + \tau^2}$, умноженной на толщину вертикальной стенки.

Усилие, приходящееся на крайний ряд заклепок, заштриховано на фиг. 118, г. Величина усилия, приходящегося на любой ряд заклепок, может быть выражена формулой:

$$S = a\delta \left[\tau + \frac{(z - \tau)z}{0,5h} \right],$$

где:

z —расстояние от нейтральной оси до рассматриваемого ряда заклепок,

a —вертикальный шаг заклепок,

σ и τ —наибольшие нормальное и касательное напряжения в стенке,

Необходимое число заклепок в горизонтальном ряду

$$m = \frac{S}{S_{доп}},$$

где $S_{доп}$ —допускаемое усилие на одну заклепку.

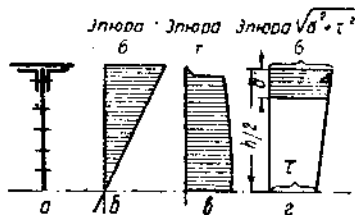
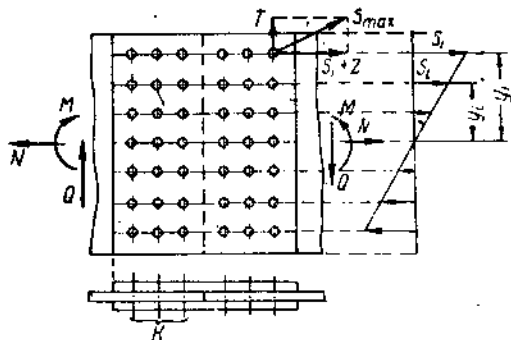
Количество заклепок, необходимое для перекрытия стыков уголков и горизонтальных листов, может быть определено по приходящимся на них усилиям.

Усилие, приходящееся на горизонтальный лист:

$$S_2 = \sigma_1 b \delta_1$$

где:

σ_1 —напряжение от изгиба в фибре соответствующей оси горизонтального листа,
 b и δ_1 —ширина и толщина горизонтального листа.



Фиг. 118. К расчету стыка двутавровой балки

Усилие, приходящееся на поясной уголок, определяют аналогично, умножая площадь сечения уголка ω_y на ординату эпюры нормальных напряжений δ_2 , соответствующую центру тяжести уголка:

$$S_y = \omega_y \delta_2.$$

По усилиям S_T и S_y могут быть определены количества заклепок, необходимых для перекрытия стыков горизонтального листа и поясного уголка.

§ 9. Балочные мосты со сквозными фермами

Основные схемы главных ферм балочно-разрезных мостов

В металлических мостах пролетом более 40—50 м применение балок со сплошной стенкой обычно становится уже затруднительным, и чаще оказывается более выгодным устройство пролетных строений со сквозными фермами.

Выбор системы главных ферм, их очертаний и типа решетки зависит от ряда условий: величины перекрываемых пролетов, размера временной нагрузки и габарита проезда, грунтовых условий, расположения моста на плане и профиле проектируемой дороги и др.

Правильный выбор основной схемы моста поэтому может быть осуществлен только путем разработки ряда вариантов моста и тщательного технико-экономического их сравнения*.

Пролетные строения малых, а иногда и средних пролетов часто могут быть устроены с ездой по верху.

Главные фермы мостов с ездой по верху могут иметь параллельные пояса (фиг. 119, а и б) или полигональный нижний пояс (фиг. 119, в).

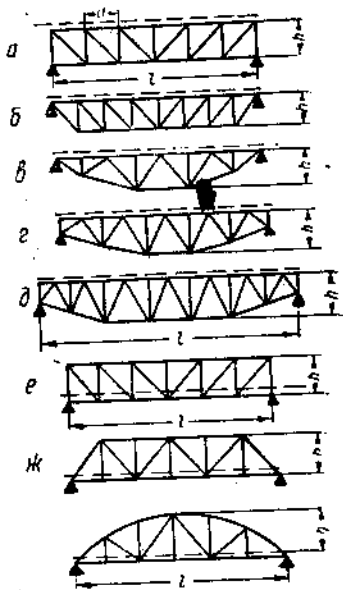
Применение полигонального нижнего пояса несколько усложняет конструкцию ферм, но зато обеспечивает более равномерное распределение усилий в поясах, облегчает решетку и позволяет расположить опорные части в уровне верхнего пояса, что увеличивает устойчивость моста при действии горизонтальных нагрузок. Однако для автодорожных мостов, имеющих обычно большую ширину, последнее обстоятельство не имеет практического значения. Узлы полигонального пояса располагают по параболе или по другим кривым.

Устройство острых, опорных узлов (фиг. 119, в) вызывает конструктивные неудобства. Поэтому желательно придавать фермам над опорами некоторую высоту путем постановки опорных стоек (фиг. 119, г). Весьма рациональным является трапециoidalное очертание ферм, сочетающее преимущества полигонального и параллельного очертания поясов (фиг. 119, д).

В случае ограниченной строительной высоты приходится прибегать к устройству езды по низу, что при малых пролетах обычно сопряжено с необходимостью устройства открытых мостов. Фермы открытых мостов обычно имеют параллельное (фиг. 119, е и ж) или полигональное (фиг. 119, з) очертание.

В балочно-разрезных мостах с ездой по низу при средней величине пролетов могут быть еще применены фермы с параллельным очертанием поясов (фиг. 120, а); при пролетах порядка 80—100 м становится более выгодным очертание согласно фиг. 120, б и, наконец, для больших пролетов применяются исключительно фермы с полигональным верхним поясом (фиг. 120, в—е).

Рациональность применения для больших пролетов ферм с уменьшающейся к опорам высотой обуславливается большей равномерностью работы поясов,



Фиг. 119. Схемы ферм разрезных мостов с ездой по верху и открытых мостов

* Методы вариантного проектирования деревянных мостов изложены в книге автора «Материалы для вариантного проектирования автодорожных мостов», ГТИ 1935 г.

а также значительным уменьшением усилий и сокращением длины наиболее сильно работающих раскосов в опорных панелях.

Очертание полигонального пояса может быть принято по какой-либо математической кривой или же получено эмпирическим путем из условия наиболее выгодного распределения усилий в элементах фермы. Переломы очертания поясов могут располагаться как в главных, так и во вспомогательных узлах фермы, однако обычно предпочитают устройство переломов над главными узлами.

У опор фермы заканчиваются наклонным (фиг. 120, в) или вертикальным (фиг. 120, г) элементом, в плоскости которого приходится устраивать поперечную (портальную) ветровую раму. В мостах средних пролетов первое решение обычно бывает выгоднее, так как позволяет не ставить двух нерабочих элементов

(опорной стойки и первой панели верхнего пояса) фермы; в больших же пролетах экономичнее оказывается устройство вертикальных опорных стоек.

Решетку сквозных ферм автодорожных мостов для мостов малых и средних пролетов устраивают преимущественно треугольной или раскосной системы. Для пролетов приблизительно более 100 м обычно требуется включение дополнительных шпренгелей для уменьшения длины панели ферм.

Шпренгели можно располагать по низу или по верху ферм (фиг. 120, д и е). Более употребительно устройство нижних шпренгелей, хотя с экономической и конструктивной стороны оба способа расположения шпренгелей приблизительно равноценны.

Основные размеры главных ферм в автодорожных мостах весьма разнообразны. Они зависят от величины расчетной нагрузки, числа главных ферм в поперечном сечении моста, схемы главных ферм и др.

Высота главных ферм может быть определена теоретически из условий минимальной затраты металла и из требований достаточной вертикальной жесткости моста*.

Высоту автодорожных мостов при фермах с параллельными поясами принимают:

$$h = \left(\frac{1}{7} - \frac{1}{10} \right) l;$$

при трапециoidalном или полигональном очертании высота ферм принимается несколько большей:

$$h = \left(\frac{1}{5,5} - \frac{1}{8} \right) l.$$

В мостах с ездой по верху, имеющих несколько главных ферм в поперечном сечении, высота ферм может быть принята ближе к нижним пределам приведенных соотношений.

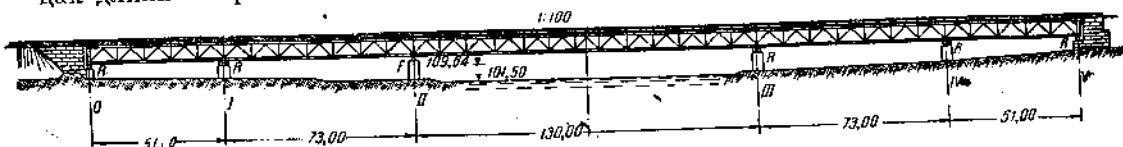
Длина панели ферм связана с конструкцией проезжей части и с наклоном раскосов главных ферм. В фермах с раскосной решеткой наиболее выгодной является длина панели, примерно равная $(0,8-1,0)h$; при треугольной решетке наиболее

* По техническим условиям прогибы сквозных ферм под временной нагрузкой не должны превышать $\frac{1}{1000} l$.

нейшая длина панели составляет около $(0,6-0,8)h$, где h —высота фермы. Для фермы со шпренгельной решеткой сказанное относится к длине большой панели. В автодорожных мостах с ездой по верху длина панели практически обычно изменяется примерно от 2,0 до 6,0 м. В мостах с ездой по низу длина панели доходит до 10 м, а в особо крупных мостах—и более.

Основные схемы главных ферм неразрезных мостов

В неразрезных мостах пролетные строения устраивают преимущественно двух- или трехпролетными. Большее число неразрезных пролетов применяется редко (фиг. 121) вследствие больших температурных перемещений, получаемых на концах длинных пролетных строений.



Фиг. 121. Многопролетный неразрезной мост на автомагистрали в Германии

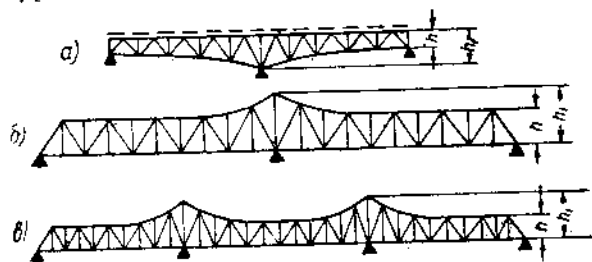
Двухпролетным мостам обычно придают равные пролеты. В трехпролетных мостах пролеты могут быть равными или неравными. Наиболее выгодно принимать соотношение среднего к крайнему пролету от 1,15 до 1,25.

Очертание неразрезных ферм следует увязывать с опорой действующих на них наибольших моментов (фиг. 122).

Так как величины наибольших положительных и отрицательных моментов, вообще говоря, не сильно отличаются один от другого, то для неразрезных ферм вполне логичным является параллельное очертание поясов. Устройство параллельных поясов обеспечивает также наибольшую простоту конструкции и удобство сборки, поэтому такие фермы завоевали себе наиболее широкое применение (фиг. 121).



Фиг. 122. Эпюра наибольших моментов неразрезной балки



Фиг. 123. Схемы неразрезных ферм

При больших пролетах преобладание опорного момента над пролетными сказывается сильнее. Поэтому неразрезным фермам больших пролетов обычно придают очертание с увеличением высоты ферм над средними опорами (фиг. 123). При этом следует предостеречь от слишком резкого заострения очертания верхнего пояса над средними опорами—неудобного конструктивных и неоправданного расчетными и экономическими соображениями. Весьма рационально увеличение высоты ферм над средней опорой по плавной выпуклой кривой.

Высота h неразрезных ферм в середине пролета назначается от $1/8$ до $1/12$ пролета, но может быть и меньше.

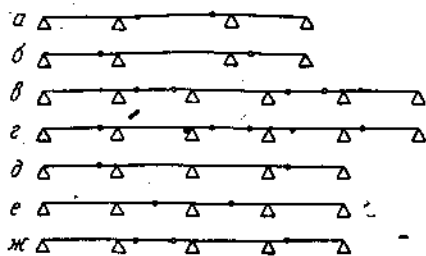
В случае увеличения высоты ферм над средними опорами высота здесь принимается равной $h_1 = (1,2-1,5)h$.

Длина панелей и система решетки неразрезных ферм определяются теми же соображениями, что и в разрезных фермах.

Основные схемы консольных ферм

Важнейшим вопросом при выборе схемы консольно-балочного моста является размещение в нем шарниров. Наиболее просто разбивка шарниров получается при нечетном числе пролетов (фиг. 124). В этом случае мост разделяется на ряд

консольных и подвесных пролетных строений. При четном числе пролетов симметричная разбивка шарниров затрудняется и требует или включения в систему консольных неразрезных (фиг. 124, *б*), или же балансирных пролетных строений (фиг. 124, *е*).

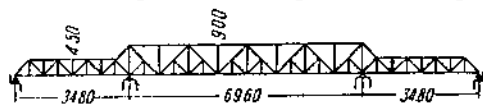


Фиг. 124. Схемы размещения шарниров в консольных балках

При перекрытии больших пролетов длина консоли может быть принята значительно большей, но при этом в противоположной опоре обычно приходится принимать меры для восприятия отрицательных опорных реакций.

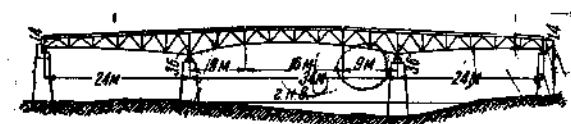
Очертание консольных ферм аналогично неразрезным мостам. При малых и средних пролетах рационально устройство консольных ферм с параллельными поясами. Интересной разновидностью ферм с параллельными поясами являются так называемые ступенчатые фермы (фиг. 125), получившие большое распространение в Германии.

Наиболее часто фермы консольных мостов устраивают с увеличением высоты к опорам, для чего одному из поясов придают вогнутое очертание (фиг. 126 и 127).



Фиг. 125. Схема моста со ступенчатыми консольными фермами

При малой длине консолей момент в середине пролета оказывается большим, чем над опорами; в этом случае фермам придается выпуклое очертание (фиг. 128).



Фиг. 126. Схема консольного моста с ездой по верху

увеличение высоты ферм к опорам. Этоности (фиг. 129, *а*) или наклона (фиг. 129, *б*) обоим поясам.

Высота консольных ферм назначается примерно по тем же нормам, как и неразрезных. Главное влияние здесь оказывает длина консолей.

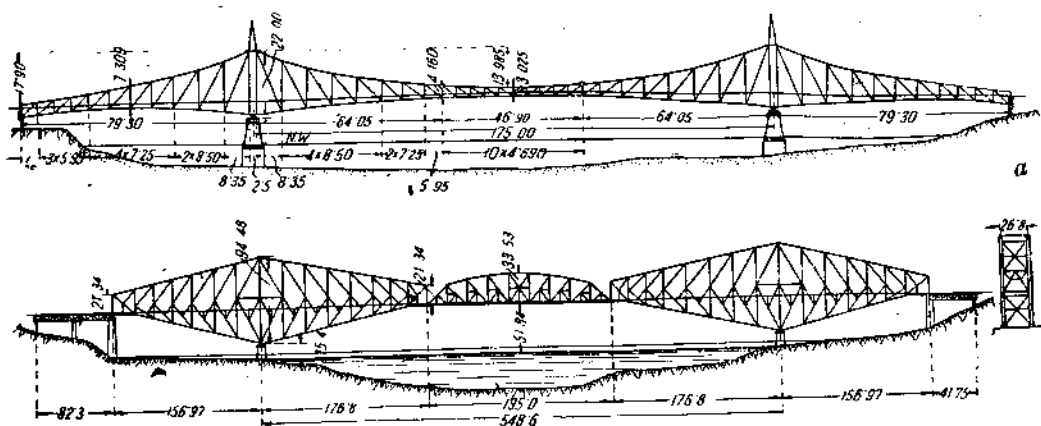


Фиг. 127. Схема консольного моста с ездой по низу



Фиг. 128. Схема консольного моста с выпуклым очертанием верхнего пояса

* По Техническим условиям прогиб конца консоли от временной нагрузки не должен превышать $1/300$ длины консоли.



Фиг. 129. а—Мост через р. Дунай в Будапеште; б—Квебекский мост через р. Св. Лаврентия

Длина панелей и типы решетки определяются соображениями, аналогичными приведенным для разрезных балочных ферм.

§ 10. Конструкция балочных пролетных строений со сквозными фермами

Сечения элементов сквозных ферм

В зависимости от величины перекрываемого пролета и расчетной нагрузки решетчатые главные фермы мостов могут быть *одностенчатыми* и *двухстенчатыми*.

В одностенчатых фермах каждый элемент состоит из одной ветви. Этим обеспечиваются простота конструкции и равномерность работы элементов под действием возникающих в них усилий. Однако одностенчатые сечения могут применяться только для ферм небольших пролетов, не более 30—40 м, так как они не дают возможности образования мощных и жестких сечений, необходимых для элементов ферм больших пролетов.

В двухстенчатых фермах каждый элемент состоит из двух ветвей, соединенных между собой диафрагмами и планками или решетками. Двухстенчатым сечениям легко могут быть приданы необходимые площадь и момент инерции, благодаря чему они дают возможность образовывать мощные и жесткие стержни и применяются для решетчатых ферм с большими пролетами.

Сечения элементов составляются из прокатного металла различного профиля. Наиболее употребительно образование сечений из листового и уголкового металла, а также и из швеллеров. При подборе сечений элементов ферм следует стремиться к тому, чтобы сделать их возможно более простыми, состоящими из возможно меньшего числа отдельных частей, для снижения количества клепки и уменьшения затраты металла на дополнительные скрепляющие элементы. Следует также избегать применения металла разнообразного сортамента—для упрощения заготовки металла.

Форма сечений всех элементов ферм должна обеспечивать возможность простой и удобной сборки конструкции, быть приспособленной для удобного осмотра и окраски металла и не допускать возможности застаивания воды и грязи в конструкции.

В одностенчатых фермах поясам обычно придают тавровое сечение, составляемое: из двух уголков, из двух уголков и вертикального листа, или из двух уголков, вертикальных и горизонтальных листов (фиг. 130). В сжатом поясе вертикальный лист окаймляют против выпучивания уголком жесткости. Сечение из двух уголков может быть применено только при очень небольших усилиях в поясах (в легких фермах пешеходных мостов). Для удобства конструкции размер уголков и толщина вертикального и горизонтальных листов должны быть одинаковыми по всей длине пояса. Развитие таврового сечения может осуществляться добавлением

горизонтальных листов, увеличением высоты вертикального листа и напленкой на него дополнительных накладок.

Вертикальная стенка тавровых поясов служит для прикрепления элементов решетки, поэтому ее следует делать достаточно мощной, чтобы без существенных перенапряжений передать усилия от раскосов и стоек всему сечению пояса. Поэтому развитие сечения тавровых поясов правильнонее делать за счет увеличения материала в вертикальной стенке.



Фиг. 130. Сечения поясов одностенчатых ферм

к поясам сечения элементов решетки должны иметь зазор между уголками (или толщину среднего листа) равный толщине вертикальной стенке пояса, на которую наводятся концы элементов решетки. Основным недостатком одностенчатых сечений является малая их жесткость в направлении из плоскости фермы. Поэтому для более мощных ферм, воспринимающих значительные усилия и имеющих большие длины элементов, приходится прибегать к применению двухстенчатых сечений.

Основные типы сечений двухстенчатых поясов, применяемые в мостовых фермах, приведены на фиг. 132. Одним из наиболее употребительных типов сечения поясов является двойное тавровое, называемое коробчатым (фиг. 132, а). Сечение это асимметрично вследствие концентрации материала в горизонтальном пакете. Уменьшение асимметрии может быть достигнуто развитием вертикальных стенок и постановкой на их концах уголков (фиг. 132, б). Усиление вертикальных стенок в двухстенчатых поясах, как и в одностенчатых, весьма целесообразно ввиду передачи на них усилий от элементов решетки. Поэтому в современных коробчатых сечениях поясов устраивают мощные вертикальные стенки и ставят горизонтальный лист



Фиг. 131. Типы сечений элементов решетки одностенчатых ферм



Фиг. 132. Типы сечений поясов двухстенчатых ферм

лишь для связи обеих ветвей сечения, особенно необходимой в сжатом поясе. Разновидностью коробчатого сечения является двойное зетовое сечение (фиг. 132, в), имеющее узкий горизонтальный лист. Сечение это может быть сделано вполне симметричным. Недостатком его являются внутренние уголки, кленка которых труднее, чем наружных.

Горизонтальный лист, связывающий обе ветви сечения пояса, может быть расположен по середине высоты сечения; получается симметричное сечение, называемое И-образным (фиг. 132, г). Недостатком его является корытообразное пространство, способствующее задержке воды и грязи.

В растянутом поясе горизонтальный лист может быть совершенно выкинут, тогда сечение принимает вид двойного швеллерного, горизонтальные полки которого могут быть направлены или наружу (фиг. 132, д) или внутрь (фиг. 132, е).

Рассмотренные сечения являются составными из уголкового и листового металла. Такие сечения приходится применять для мощных элементов, воспринимающих большие усилия. Когда величина действующих усилий невелика, весьма рационально максимальное использование, для образования сечений элементов, профильного прокатного металла: швеллерного, двутаврового и др. Применение

этих профилей значительно уменьшает количество кленки и упрощает обработку металла при изготовлении конструкции.

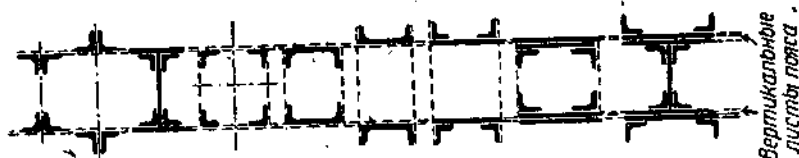
Типы сечений поясов, образованных из профильного прокатного металла, приведены на фиг. 133. Двухстепчатые сечения элементов решетки устраивают двутаврового, двухшвеллерного, Н-образного или трубчатого типа. Расстояние между обемными ветвями сечений решетки должно быть согласовано с шириной поясов для возможности удобного сопряжения решетки с вертикальными стенками поясов. Размеры элементов, образующих сечение решетки, должны также обеспечивать возможность удобного прикрепления их концов в узлах. Растянутым элементам решетки обычно придают более компактную форму сечений, требующую минимума соединительных элементов (фиг. 134). Сжатые элементы требуют более развитых трубчатых и Н-образных сечений, обеспечивающих большую жесткость и лучшую работу на продольный изгиб.



Фиг. 133. Типы сечений поясов двухстепчатых ферм, образованных из прокатных профилей

Основными размерами сечений элементов сквозных ферм являются их высота и ширина. С увеличением высоты сечения возрастают дополнительные напряжения в элементах от влияния жесткости узлов. Поэтому размер каждого элемента сквозных конструкций в плоскости ферм не следует делать более $\frac{1}{10}$ (для поясов) и $\frac{1}{15}$ (для решетки) его длины. Ширина сечений определяется требованиями удобства кленки и должна быть не менее 300—350 мм.

Для сжатых элементов основные размеры сечений следует выбирать так, чтобы по возможности получить равенство гибкостей элемента в обоих рассматриваемых направлениях.



Фиг. 134. Типы сечений элементов решетки двухстепчатых ферм

Для ориентировочного определения необходимых размеров сечений поясов сквозных ферм можно воспользоваться формулами:

$$h = L - \frac{L^2}{400};$$

$$b = h - 0,2L,$$

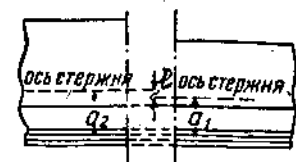
где: L —пролет фермы, выраженный в м;

h и b —высота и ширина поясов в см.

При назначении размеров сечений элементов сквозных ферм необходимо следить за тем, чтобы гибкость элементов не превосходила определенных норм. Слишком гибкие стержни легко могут быть погнуты при перевозке и сборке конструкции, могут выпучиться от случайной передачи на них сжимающих усилий во время монтажа и, кроме того, подвергаются значительным вибрациям при проходе по мосту временной нагрузки. Поэтому гибкость элементов не должна превышать: в основных сжатых и сжато-вытянутых элементах главных ферм—100; в дополнительных сжатых стержнях главных ферм—130; в растянутых элементах главных ферм—180.

В сжатых элементах листы должны быть достаточно устойчивы против выпучивания. Для этого толщина пакета листов, окаймленного с обеих сторон уголками, должна быть не менее $\frac{1}{35}$ (для вертикального пакета) — $\frac{1}{25}$ (для горизонтального пакета) от расстояния между рисками заклепок, прикрепляющих пакет к уголкам. Наибольшая длина пакета, закрепленного одним концом и не окаймленного другим, не должна превышать 15-кратной толщины пакета.

Основной особенностью подбора сечений поясов мостовых ферм является необходимость увязки размеров сечений соседних панелей, дающая удобный переход от одного сечения к другому. Оси элементов пояса должны быть совмещены с осью пояса геометрической схемы фермы, но вместе с тем линия поясных уголков должна быть непрерывной. В симметричных сечениях оба эти требования удовлетворяются. В несимметричных же сечениях для удовлетворения указанных требований необходимо сохранение постоянства центра тяжести в последовательных элементах каждого пояса, что достигается соответствующим распределением материала по сечению. Точного совпадения центров тяжести соседних элементов поясов



Фиг. 135. Центрирование соседних элементов пояса

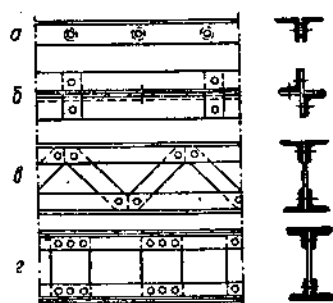
достигнуть трудно, да и нет необходимости; но разница в положении центров тяжести элементов двух соседних панелей, или эксцентриситет $e = a_2 - a_1$ (фиг. 135), не должна превышать 1,5% высоты сечения.

При больших эксцентриситетах получаемые моменты следует учитывать расчетом.

Соединительные решетки, планки и диафрагмы

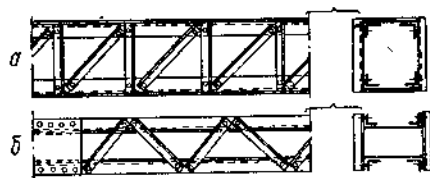
Отдельные ветви составных стержней связывают между собой соединительными решетками или планками и диафрагмами. Соединительные элементы необходимы для возможности совместной работы всех ветвей сечения, соединения их в один целый стержень и для удобства перевозки и подвозки на место составных стержней.

Особенно серьезную роль играют соединительные элементы для сжатых стержней, где они должны связывать сечение в одно жесткое целое и не допускать выпучивания отдельных ветвей. Поэтому соединительные решетки сжатых стержней ставят



Фиг. 136. Способы соединения ветвей составных стержней

по расчету (см. ниже), в растянутых же элементах их устраивают по конструктивным



Фиг. 137. Раскосная и трехугольная соединительные решетки

соображениям. При наличии сплошного листа, соединяющего на всем протяжении ветви сечения, соединительные элементы ставят вдоль свободных кромок сечения. Расстояние между узлами соединительной решетки или между планками сжатых стержней определяет свободную длину и гибкость ветви стержня и определяется расчетом.

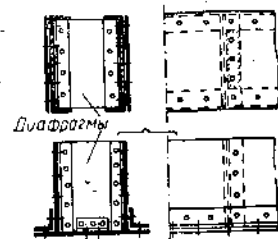
Ветви легких элементов одностенчатых ферм могут быть связаны заклепками с прокладками (шайбами) (фиг. 136, а) или узкими планками (фиг. 136, б). Более мощные элементы одностенчатых (фиг. 136, в и г) и двухстенчатых (фиг. 137, а, б) ферм требуют для соединения ветвей постановки планок или соединительных решеток. Соединительные решетки устраивают трехугольного, раскосного или крестового типа. Наиболее часто применяются простая трехугольная и раскосная решетки (фиг. 137). Угол наклона элементов соединительной решетки к оси элемента должен быть: при простой трехугольной решетке не менее 60° ; для прочих видов решетки — не менее 45° .

Элементы соединительной решетки делают, как правило, из уголков не менее $60 \times 40 \times 6$ мм. Иногда встречается решетка из полосового металла. Применение такой решетки однако не рекомендуется вследствие ее гибкости. На концах стержней решетка заканчивается планками (фиг. 137); такие же планки необходимо ставить и в промежуточных пунктах при необходимости прерыва решетки.

Соединение ветвей элементов по всей длине планками (фиг. 136, з), могущее рассматриваться как безраскосная решетка, получило большое распространение благодаря простоте конструкции. Планкам придается длина не менее 0,75 ширины стержня. Кроме того, планки должны иметь ширину, достаточную для постановки на их концах требуемого по расчету количества заклепок, которое не должно быть менее 3—4. Толщина планок должна быть не менее 8—10 мм. Расстояние между осями планок, определяемое расчетом, не должно превышать 2,5—3-кратной ширины стержня.

Соединение планками менее эффективно, чем решетками. Поэтому постановка планок возможна только в растянутых стержнях и в сжатых стержнях легкого сечения.

Кроме соединительных решеток или планок, ветви стержней двухстенчатых ферм связывают поперечными диафрагмами. Диафрагмы представляют собой лист толщиной 8—10 мм, вставляемый внутрь стержня перпендикулярно к его оси и приклепываемый своими сторонами по бокам уголкового коротыш к ветвям стержня (фиг. 138).



Фиг. 138. Устройство поперечных диафрагм

Диафрагмы предназначены для обеспечения неизменяемости поперечного сечения элементов против перекосов как при работе в конструкции, так и при транспортировке элементов и сборке ферм.

Диафрагмы ставят без расчета на расстоянии 2,5—3 м одну от другой.

Узловые соединения сквозных ферм

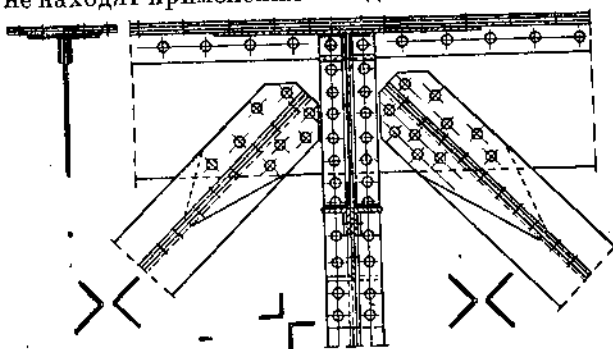
Узловые соединения или узлы сквозных ферм, представляющие собой точки конструкции, в которых связываются отдельные ее элементы, являются ответственными частями металлических сквозных пролетных строений.

Как известно, при расчете сквозных ферм принято предполагать шарнирное сопряжение их элементов в узлах. Однако на практике шарнирные соединения не находят применения вследствие значительных конструктивных неудобств, трудности соединения мощных элементов тяжелых ферм и плохой работы шарнирных ферм под действием динамической нагрузки.

Имевшие место в США попытки применения ферм с шарнирными болтовыми узлами дали отрицательные результаты.

Поэтому узловые соединения решетчатых ферм, как правило, делают жесткими, клепаными*.

Узловые соединения металлических мостовых ферм, в зависимости от своей конструкции, могут быть разделены на три основных типа:



Фиг. 139. Узел одностенчатой фермы с непосредственным прикреплением элементов решетки к вертикальным листам пояса

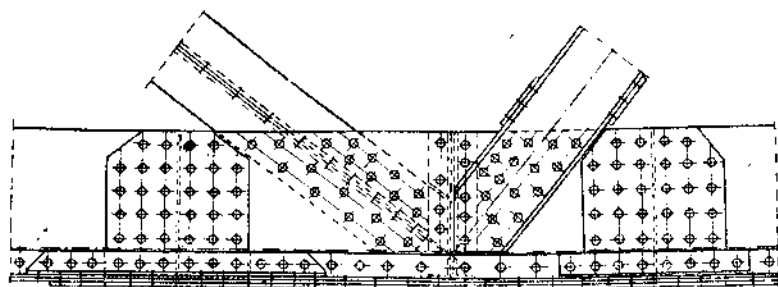
- 1) узлы с непосредственным соединением сходящихся элементов,
- 2) узлы на фасонных накладках,
- 3) узлы на фасонных вставках.

Первый тип узловых сопряжений, являющийся простейшим, может быть применен только для очень легких ферм, при небольших усилиях в элементах решетки и достаточно развитом вертикальном листе пояса. В этом случае элементы решетки непосредственно наводят на вертикальную стенку и соединяют с ней. Пример такого узла, при одностенчатой ферме, приведен на фиг. 139. Пояс проходит здесь непрерывно без стыка; к вертикальному его листу помощью уголкового коротыш прикреплены элементы решетки. Уголки коротыши, прикрепляющие

* Болтовые узлы в современных конструкциях применяются лишь для сборно-разборных мостов оборонного типа.

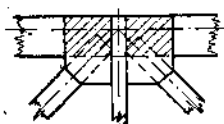
раскосы, обрезаны косо. На чертеже видно примыкание к узлу поперечной балки проезжей части.

Пример узла двухстенчатой фермы приведен на фиг. 140. В узле имеется небольшой перелом оси поясов, вследствие чего взамен вертикальных листов поста-



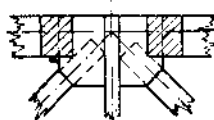
Фиг. 140. Узел двухстенчатой фермы с непосредственным прикреплением элементов решетки к вертикалам пояса

влена специальная вырезанная вставка. Вставка эта склепана с элементами пояса справа от узла заводским стыком, слева же—монтажным. В монтажном стыке, кроме вертикального листа, стыкуются также уголки и горизонтальные листы.



Дополнит затраты металла при узловой накладке

Дополнит затраты металла при узловой вставке



Фиг. 141. Сравнение узлов на фасонных вставках и накладках

В более мощных фермах для прикрепления элементов решетки поясам приходится придавать специальные узловые уширения, образуемые постановкой узловых фасонных накладок или же вставок. Узловые накладки отличаются от узловых вставок тем, что они прикрепляются к стенке пояса внахлестку (фиг. 141) так, что сечение пояса целиком, не прерываясь, проходит через узел. Узловая же вставка вставляется в пояс на место вертикальных его листов, которые для этого прерываются и перекрываются накладками (фиг. 141).

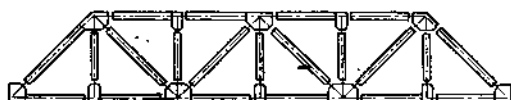
Сравнивая узлы на накладках и вставках, можно видеть, что выступающие части, у вставки и накладки одинаковы, так как размер их зависит только от сечений стоек и раскосов и способа их прикрепления. Кроме этой выступающей части дополнительная затрата металла в узле с накладкой равняется заштрихованной на чертеже части накладки, накладывающейся на вертикалы пояса. При устройстве узловой вставки дополнительная затрата металла необходима на стыковые накладки, служащие для сопряжения фасонки с вертикалами пояса.

Из приведенного сопоставления можно вывести, что в случаях, когда элементы решетки имеют легкие сечения и ширина фасонки получается небольшой, более экономичным оказывается устройство их в виде узловых накладок. В тяжелых же фермах выгоднее применение фасонных вставок.

Так как металлические конструкции изготовляют на заводе и доставляют к месту сборки в виде готовых стержней, соединяемых на месте в узлах, то конструкция последних должна предусматривать удобства сборки и клепки конструкций. Стыки и заклепочные соединения, монтируемые на месте сборки моста, принято называть монтажными в отличие от заводских, выполняемых на заводе.

Рациональная металлическая конструкция должна иметь возможно более простые монтажные стыки и возможно меньшее число монтажных заклепок.

Раскосы и стыки сквозных ферм обычно прикрепляют к узлам на месте сборки монтажными заклепками. Из двух элементов пояса, сходящихся в узле, один элемент обычно прикрепляют к узловой фасонке еще на заводе, другой же—при



Фиг. 142. Схема разделения фермы на монтажные элементы

монтаже конструкции. Расположение монтажных стыков зависит от особенностей конструкции и намеченного способа сборки.

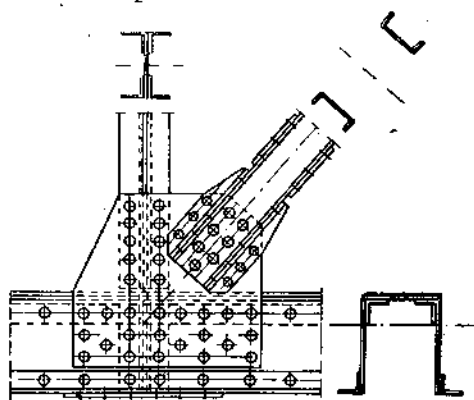
Схема разделения простой треугольной фермочки на отдельные монтажные элементы приведена на фиг. 142.

Конструкция простейшего узла на фасонной накладке приведена на фиг. 143.

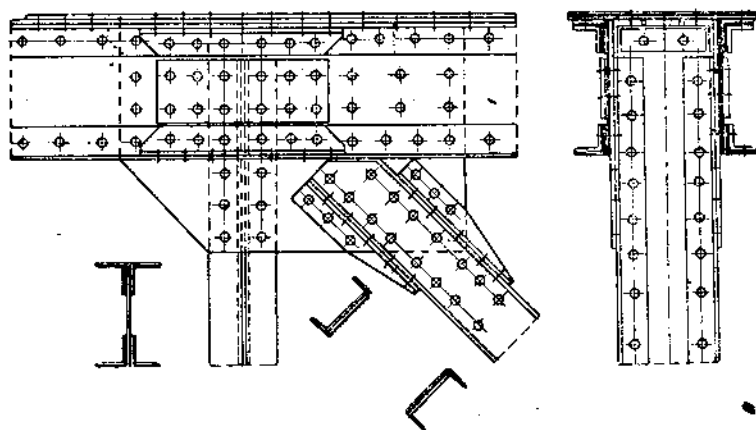
Раскос и стойка прикрепляются здесь внахлестку к фасонным накладкам, приклепанным к внешним сторонам вертикальных листов пояса. Последний проходит через узел непрерывно, без стыков. Прикрепление раскоса усилено постановкой уголкового коротышья.

При простом сечении пояса узловая накладка может быть использована для частичного или полного перекрытия стыка вертикалов пояса. Примером такой конструкции может служить узел, приведенный на фиг. 144. Здесь в пределах узла устроен стык всех элементов пояса, причем перекрытие вертикальных его листов осуществлено узловыми накладками совместно с узкими дополнительными стыковыми накладками, поставленными с внешней стороны вертикальных листов.

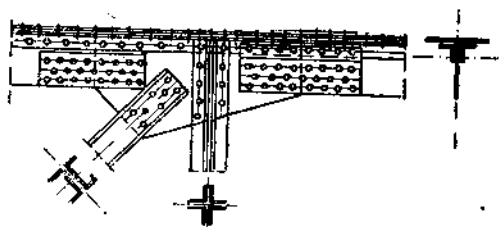
Конструкция простейшего узла одностенчатой фермы на фасонной вставке представлена на фиг. 145. Фасонная вставка ставится здесь на место вертикальной стенки таврового пояса и перекрывается в стыках двухсторонними накладками. Справа от узла устроен монтажный стык, в котором стыкуются все элементы сечения пояса.



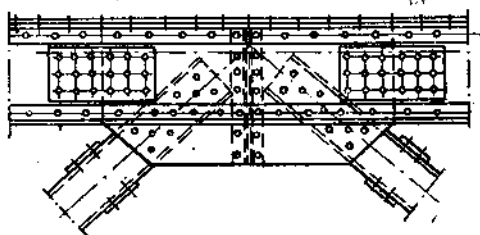
Фиг. 143. Простейший узел на фасонной накладке



Фиг. 144. Конструкция узла с фасонной накладкой



Фиг. 145. Простейший узел одностенчатой фермы на фасонной вставке



Фиг. 146. Узел легкой двухстенчатой фермы

Конструкция узла с фасонной вставкой легкой двухстенчатой фермы представлена на фиг. 146.

В тяжелых фермах, раскосы которых имеют в каждой ветви по пакету листов, узловые фасонки приходится делать двойными. В этом случае соединение фасонки с листами поясов и раскосов делают ступенчатыми или универсальными стыками.

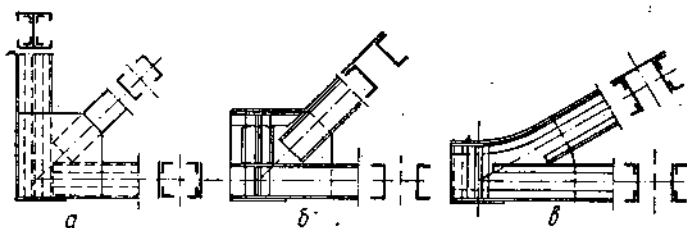
В качестве примера конструкции узла тяжелой фермы на фиг. 147 представлен узел нижнего пояса пролетного строения под железнодорожную и автодорожную нагрузку. Один из примыкающих к узлу раскосов имеет здесь ветви из одного листа, другой же из двух. Поэтому один из листов двойной фасонки срезан косо.

Стыки фасонки с листами пояса и раскосов устроены совмещенными. Слева от узла пояс имеет монтажный стык.

Опорные узлы сквозных ферм

Конструкция опорных узлов сквозных ферм зависит от числа и направления сходящихся в узле элементов. При наличии в ферме опорной стойки опорный узел получается **прямоугольным**. Если при этом первый раскос нисходящий, то конструкция узла получается весьма простой. При восходящем же раскосе, воспринимающем на себя всю опорную реакцию, приходится устраивать солидный опорный узел с сильно развитой фасонкой, необходимой для прикрепления раскоса (фиг. 148, а).

При отсутствии опорной стойки опорный узел представляет собой простое сопряжение опорного раскоса с поясом, в котором узловая фасонка развивается



Фиг. 148. Типы опорных узлов сквозных ферм

для возможности прикрепления к узлу опорной поперечной балки (фиг. 148, б).

В фермах с полигональным очертанием одного из поясов опорные узлы иногда получают острыми. В этом случае устройство узла осложняется трудностью сопряжения между собой элементов, сходя-

щихся под острым углом, а также интенсивной работой узла на срезывание и изгиб на всем протяжении, где оба пояса оказываются слившимися в одно целое.

Поперечная сила, равная здесь опорной реакции фермы, весьма велика, высота же острого опорного узла незначительна. Поэтому в таких узлах приходится сильно развивать сечение и толщину.

Схема острого опорного узла представлена на фиг. 148, в.

Особенности конструкции неразрезных и консольных ферм

Конструкция сквозных неразрезных ферм почти ничем не отличается от конструкции разрезных, и все сказанное выше относительно типов сечений узлов остается в силе и для них.

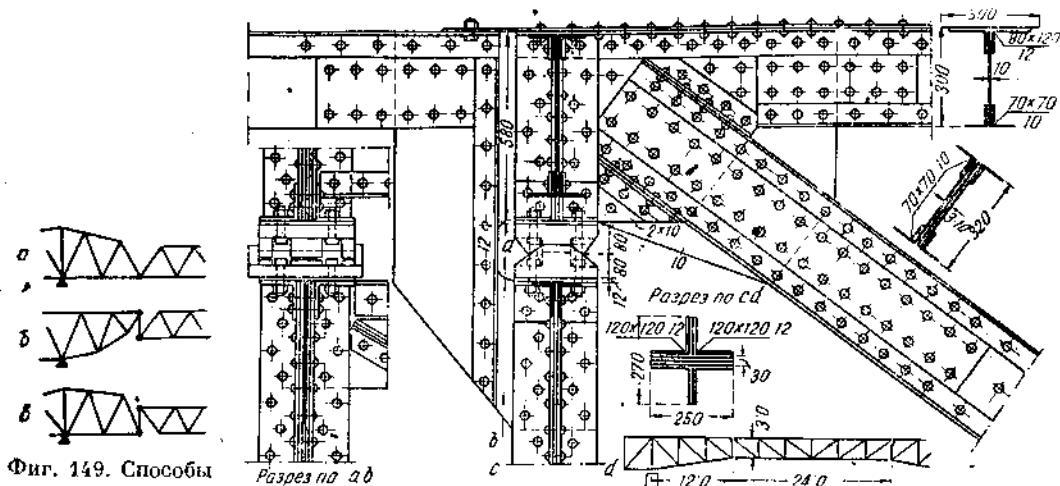
Увеличение поперечных сил в неразрезных балках к средним опорам вызывает необходимость развития здесь сечений раскосов. Так как над средними опорами одновременно возникают и большие опорные моменты, то и пояса имеют здесь наиболее мощное сечение. Кроме того, над средними опорами обычно имеются солидные опорные стойки—пилоны. Поэтому узлы неразрезных ферм у средних опор получаются очень мощными.

Вследствие резкого уменьшения опорного момента и расположения нулевых точек недалеко от опор в неразрезных фермах сильно нагруженные панели пояса оказываются рядом с мало нагруженными, причем в этих же панелях имеются сильно работающие раскосы.

Таким образом, узел, в котором сходятся тяжелый пояс, два тяжелых элемента решетки и легкий пояс, является также характерным для неразрезной фермы.

Кроме того, особенностью неразрезных ферм является большое число знакопеременных элементов как решетки, так и поясов.

Консольные фермы можно рассматривать как частный случай неразрезных ферм, в которых положение нулевых точек фиксировано постановкой



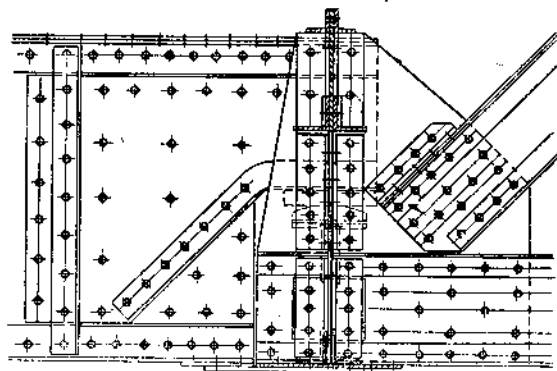
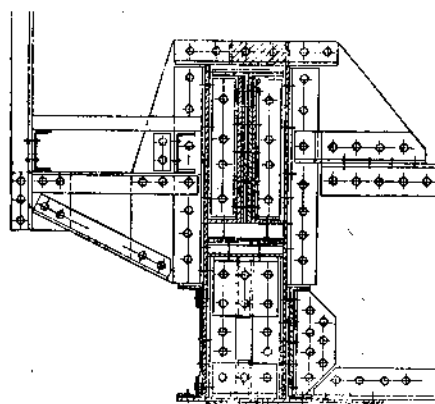
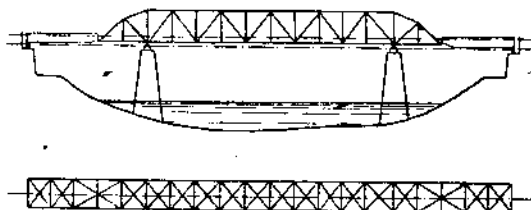
Фиг. 149. Способы сопряжения подвешенного пролета с консолями

Фиг. 150. Сопряжение подвешенного пролета с консолью помощью выступов в виде столбиков

шарниров. Поэтому никакого принципиального различия в конструкции элементов и сопряжений сравнительно с неразрезными в консольных фермах не имеется, за исключением устройства шарниров.

Шарниры в местах сопряжения подвесных пролетных строений с консолями являются наиболее своеобразной и трудной частью конструкции консольных мостов.

Подвесное пролетное строение должно одним своим концом шарнирно

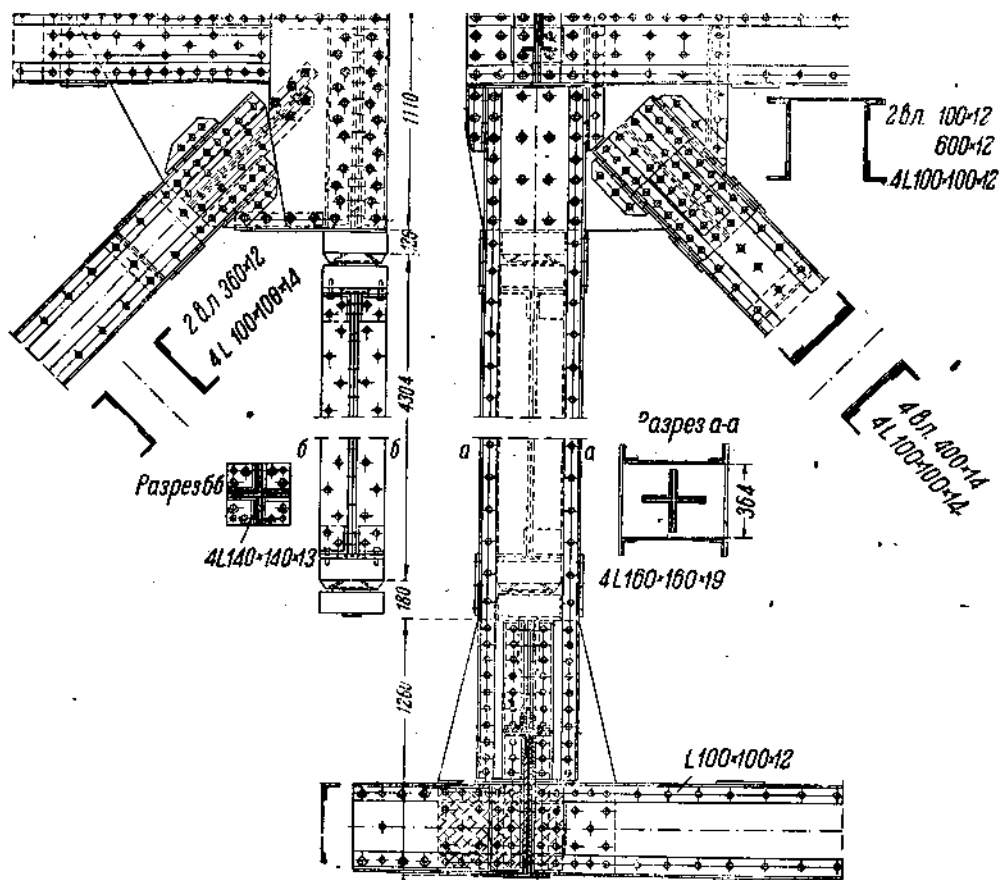


Фиг. 151. Сопряжение подвесной балки с консолью

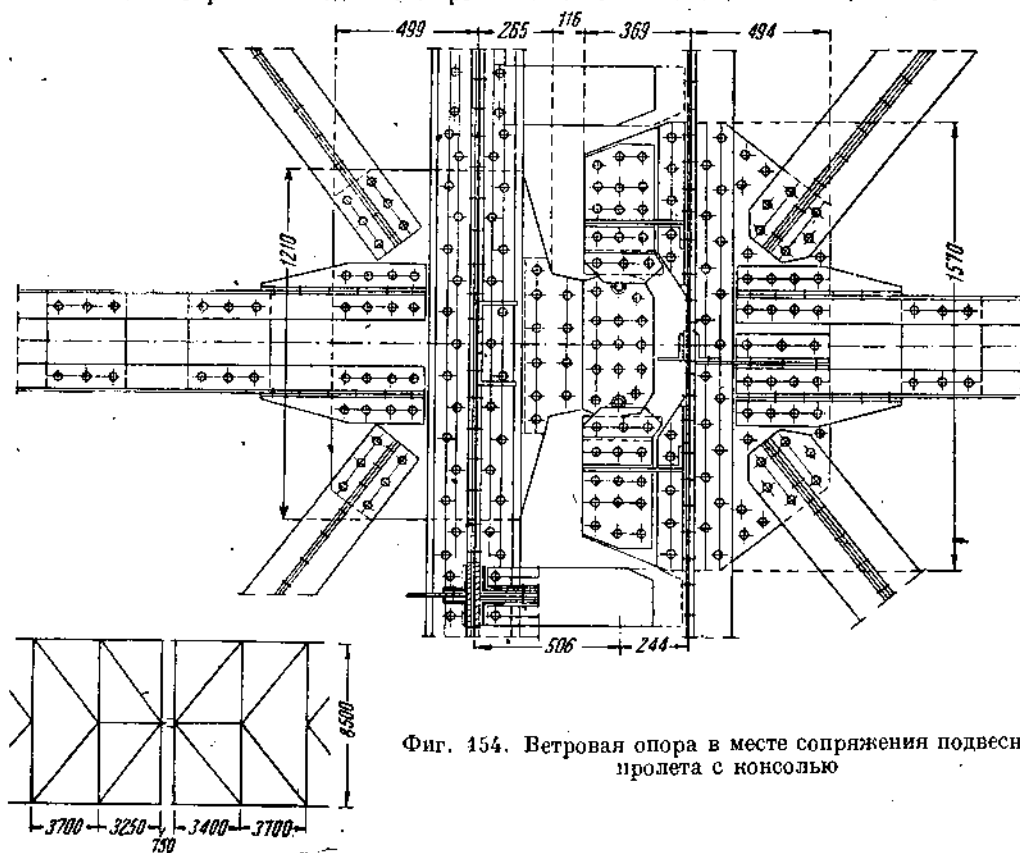
и неподвижно опираться на консоль, на другом же конце иметь подвижной шарнир.

Основные способы устройства этого сопряжения представлены на фиг. 149.

В случае устройства сопряжения по типу фиг. 149, а подвесное пролетное строение опирается на консоли помощью болтового шарнира или литых опорных частей, устроенных в подвижном сопряжении—с катками. Применение качающейся подвески (фиг. 149, б) или стойки (фиг. 149, в) возможно только для подвижного сопряжения.



Фиг. 153. Сопряжение подвешенного пролета с консолью помощью качающейся стойки



Фиг. 154. Ветровая опора в месте сопряжения подвешенного пролета с консолью

зьями крестовой системы. В плоскости опорных раскосов верхние связи имеют порталные ветровые рамы.

В поперечном сечении пролетное строение имеет, кроме порталных рам, решетчатые вертикальные поперечные связи в плоскостях стоек № 5, 9 и 13, расположенные над габаритом проезда по мосту.

Проезжая часть пролетного строения (фиг. 156) имеет балочную клетку, состоящую из поперечных и продольных балок клепалого сечения.

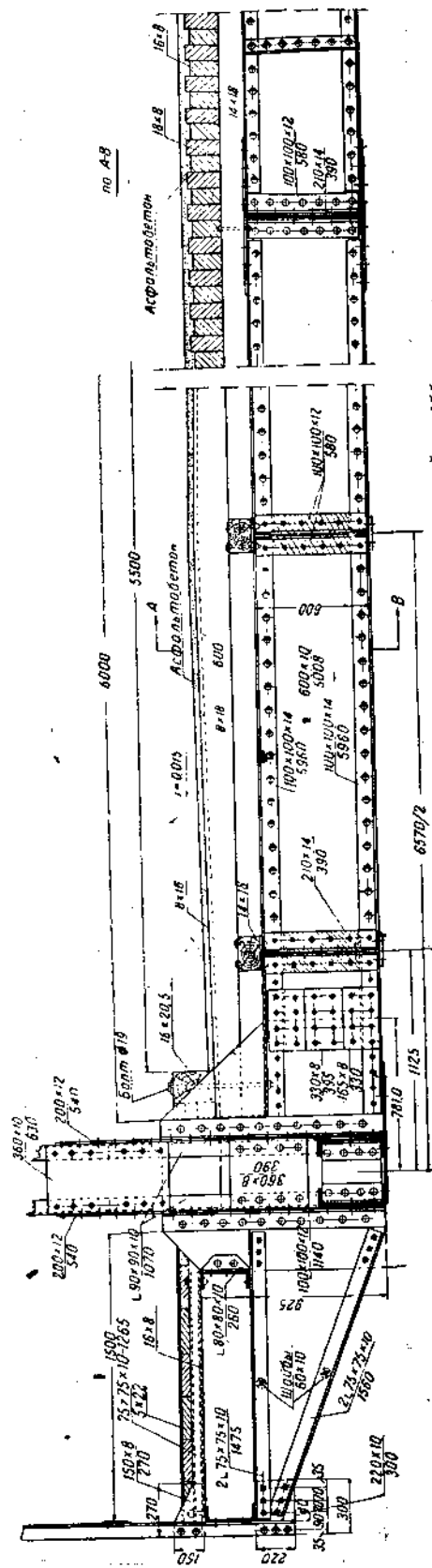
Поперечные балки жестко прикреплены своими концами в узлах главных ферм помощью фасонек, введенных в стойки. Продольные балки имеют одинаковую высоту с поперечными и сопрягаются с ними в одном уровне с перекрытием рыбками сверху и снизу.

Для обеспечения лучшего распределения нагрузки продольные балки связаны между собой в трех местах, в каждой панели, поперечными распорками.

Ездовое полотно запроектировано из деревянной плиты, состоящей из досок, поставленных на ребро. Плита покрыта слоем асфальтового бетона (американский настил). Деревянный настил опирается на продольные балки проезжей части через положенные на них деревянные продольные брусья. Тротуары шириной 1,5 м вынесены наружу ферм и поддерживаются помощью тротуарных балок и консолей из уголков.

Главные фермы имеют двухстенчатые сечения элементов. Верхние пояса устроены коробчатого типа с верхним горизонтальным листом; нижние пояса имеют открытое двойное швеллерное сечение. Для уменьшения количества клепки в поясах применен толстый сортамент листов (до 20 мм). Сечения раскосов и стоек главных ферм составлены из прокатных швеллеров. Ветви элементов поясов и решетки главных ферм связаны между собой планками и диафрагмами. Основные узлы устроены с фасонными вставками; прикрепление дополнительных стоек к поясам осуществлено без фасонки. Конструкция некоторых наиболее типичных узлов главных ферм приведена на фиг. 157 (см. вклейку).

Диагонали нижних ветровых связей имеют сечения из прокатного швеллера, обращенного полками книзу. Концы диагоналей прикрепляются к фасонкам, подклепаным снизу к нижним поясам в узлах; по своей длине диагонали, для уменьшения провеса и дрожаний, подклепываются к продольным балкам про-



Фиг. 156. Проезжая часть пролетного строения, представленного на фиг. 155

сзжей части. Диагонали верхних связей имеют сечения швеллерного типа из двух уголков, связанных планками; распорки имеют двутавровое сечение из 4 уголков, связанных планками. Высота сечений элементов верхних связей принята равной высоте верхнего пояса главных ферм, что облегчает прикрепление элементов верхних связей к верхнему поясу.

Поперечные связи, устроенные в плоскости опорных раскосов (портальные рамы) и в плоскостях трех стоек (№ 5, 9 и 13) в пролете, имеют трехугольную решетчатую конструкцию, составленную из уголков. Связи расположены выше габарита проезда. Устройство поперечных связей видно из приведенного на фиг. 158 (см. вклейку) поперечного разреза пролетного строения по стойке № 5. Правая часть этого чертежа представляет разрез по стойке № 3, в плоскости которой поперечных сечений не имеется. На фиг. 158 представлена проезжая часть с другим вариантом устройства американского настила сравнительно с фиг. 156. Опорные части пролетного строения устроены литые, балансиного типа; подвижная опора имеет два катка. Как вариант, проект предусматривает возможность замены литых опорных частей сварными.

Неразрезное пролетное строение. В качестве примера неразрезного пролетного строения на фиг. 159—162 приведены основные элементы конструкции двухпролетного неразрезного моста с ездой по верху, пролетом 2×63 м, под автомобильную нагрузку Н10 и два трамвайных пути, построенного в 1934 г. в СССР. Ширина проезда на мосту $b=11,0$ м; ширина тротуаров по 2 м.

Схема пролетного строения представлена на фиг. 159. Главные фермы имеют параллельные пояса и трехугольную, с дополнительными стойками, решетку. Высота ферм $h=6,5$ м; длина панели $d=5,25$ м. В поперечном сечении мост имеет четыре главные фермы, расположенные на расстоянии 3,6 м одна от другой.

Фермы в плане связаны между собой поверху и понизу попарно горизонтальными связями трехугольной системы с дополнительными стойками; между средними фермами поставлены только распорки. В поперечном сечении пролетное строение имеет вертикальные связи, расположенные над опорами и в плоскостях трех средних стоек.

Проезжая часть моста (фиг. 160, см. вклейку) имеет железобетонную плиту толщиной 15—19 см, покрытую слоем асфальта толщиной 5 см и опирающуюся на металлические поперечные балки (двутавр № 32), уложенные на расстоянии 1,75 м одна от другой.

Поперечные балки опираются через центрирующие прокладки на верхние пояса главных ферм. Поперечные балки, через одну, устроены более длинными, с выпусками для поддержки тротуаров.

Главные фермы имеют двухстенчатые сечения элементов. Верхние пояса устроены двойного зетового сечения с верхним горизонтальным листом и планками понизу. Нижние пояса имеют открытое коробчатое сечение, связанное планками поверху и понизу. Кроме того, ветви обоих поясов связаны диафрагмами, расположенными в верхнем поясе через 1,75 м.

Раскосы имеют двойное швеллерное сечение с соединением планками. Раскосы у средней опоры, сильно работающие на сжатие, имеют Н-образное сечение со средним листом.

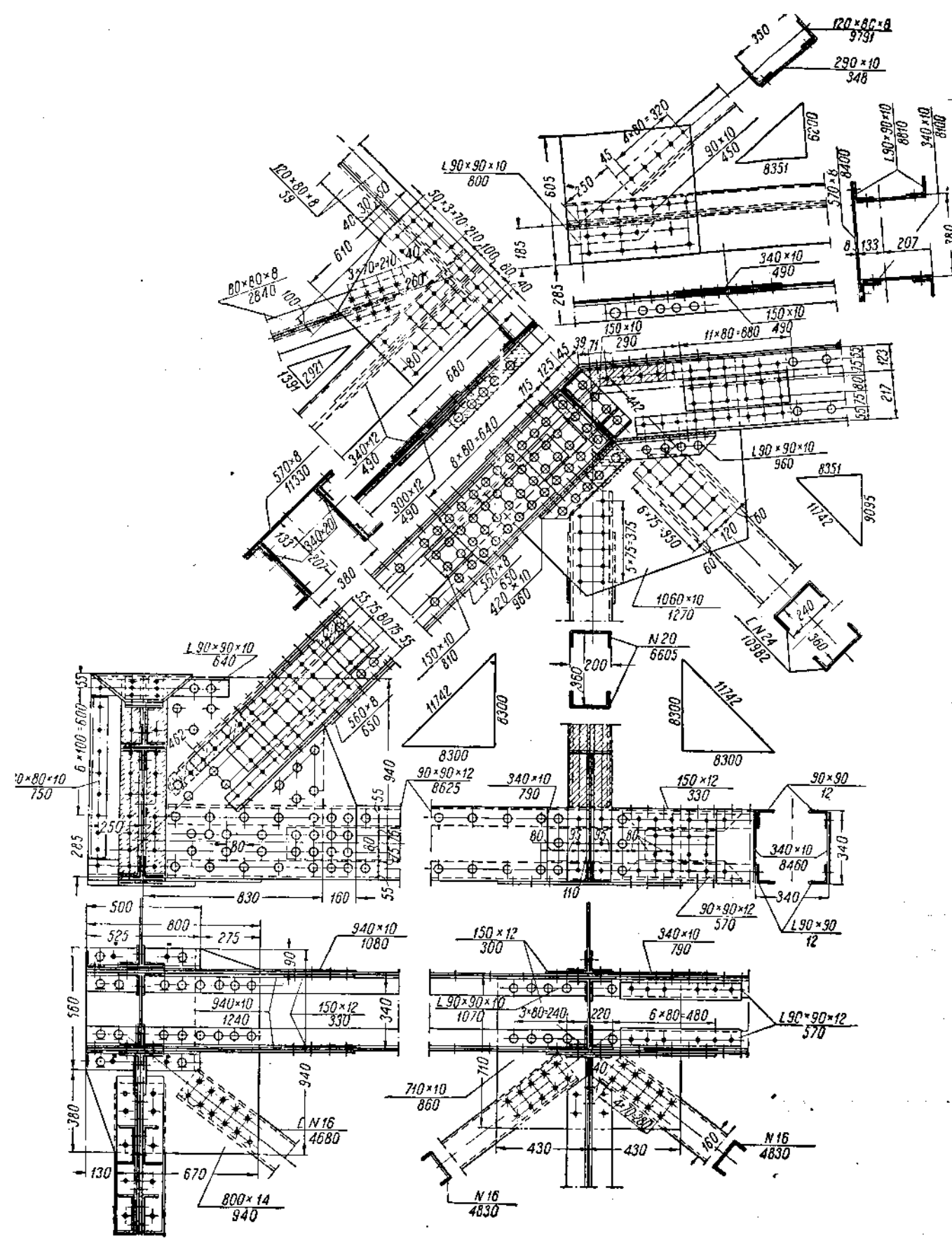
Стойки, за исключением средней опорной, имеют двутавровое сечение из уголков. Средняя опорная стойка усилена двумя листами.

Узлы устроены с фасонными накладками, используемыми для перекрытия стыков вертикальных листов пояса.

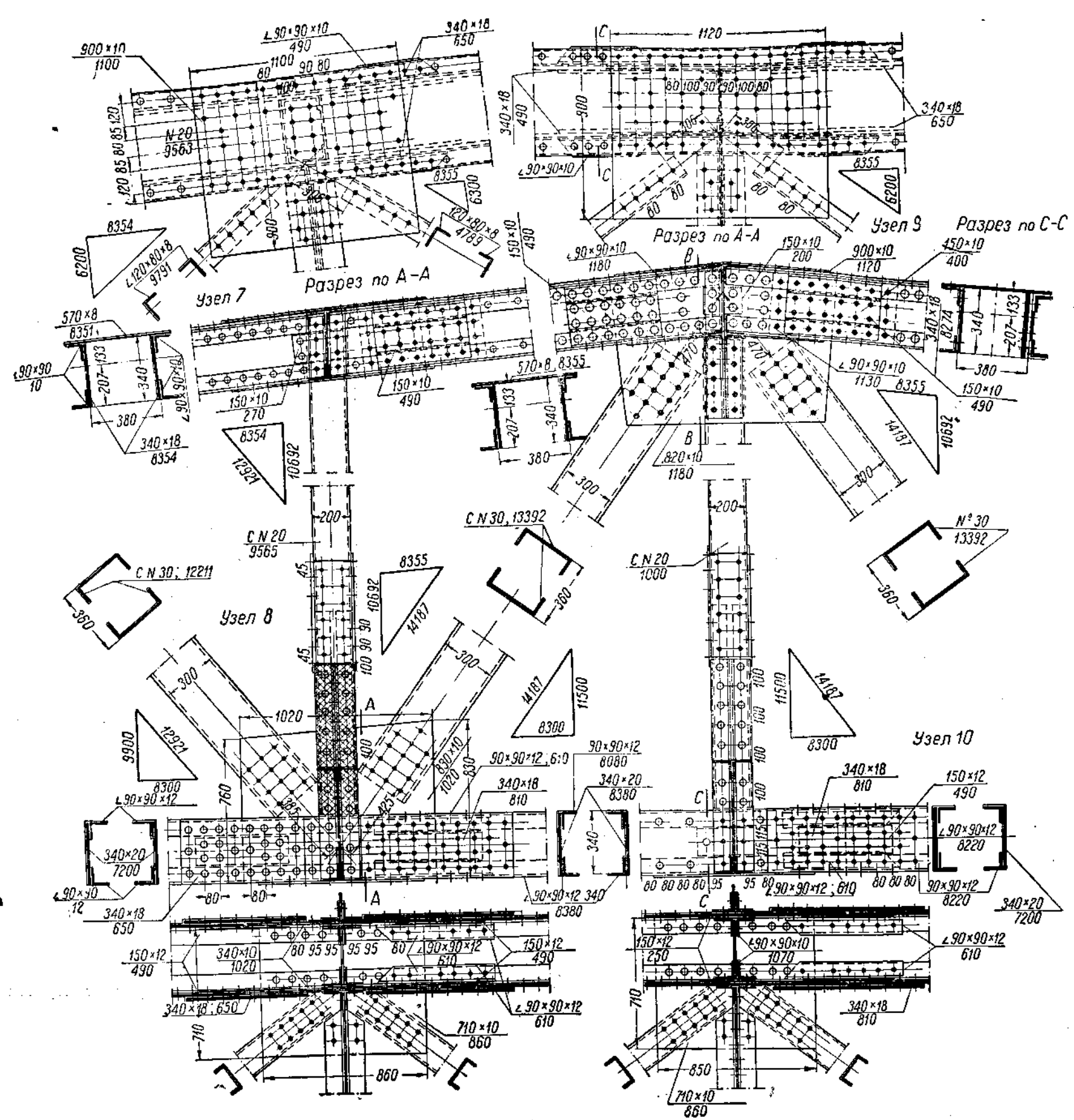
В узлах вблизи средней опоры фасонки устроены двойными из вставок и накладок (фиг. 161), (см. вклейку).

Диагонали горизонтальных связей имеют крестовое сечение. Распорки верхних связей между основными узлами ферм и на опорах имеют двутавровое сечение из уголков. Остальные распорки верхнего и распорки нижнего пояса имеют тавровое сечение из уголков.

Элементы верхних и нижних горизонтальных связей прикрепляются к поясам помощью фасонки, приклепанных снизу сечения соответствующих поясов (фиг. 126). (см. вклейку).



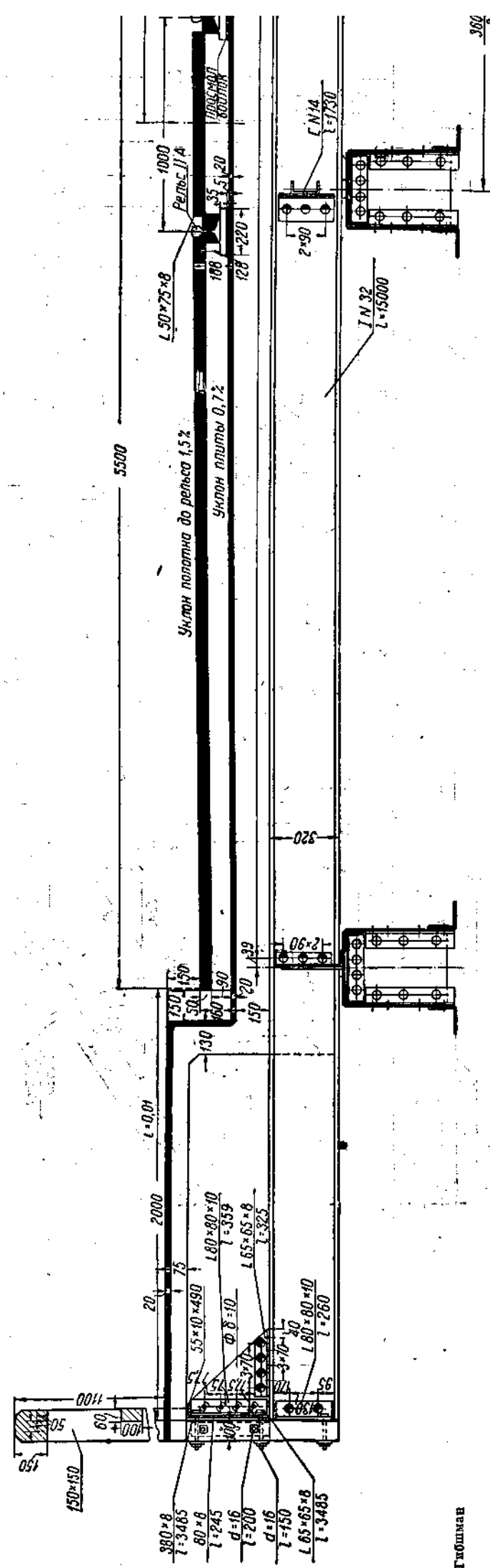
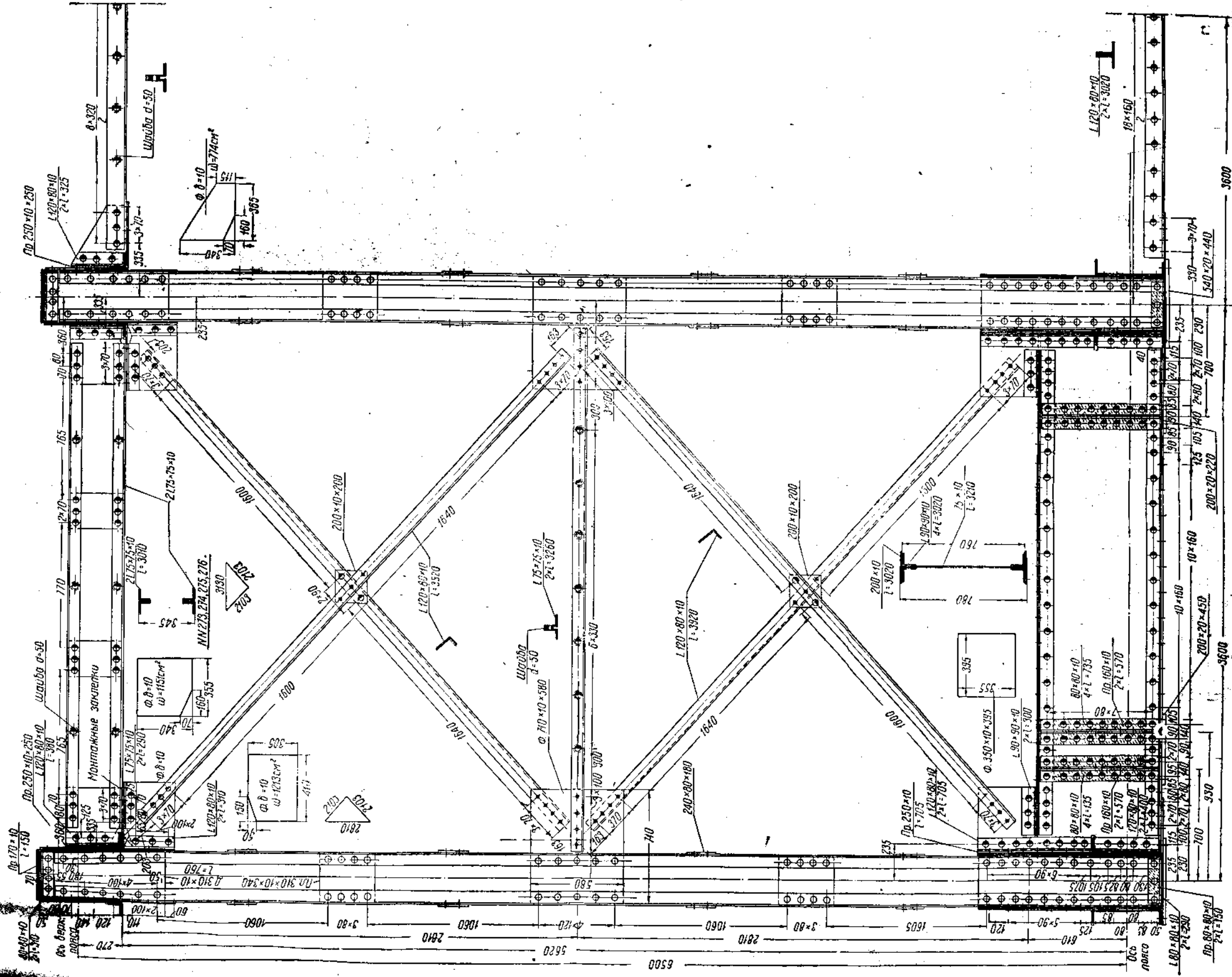
Гибшман



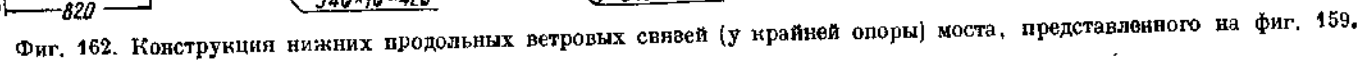
Фиг. 157. Конструкция узлов пролетного строения, представленного на фиг. 155

[illegible]

Фиг. 158. Поперечные сечения пролетного строения, представленного на фиг. 155.

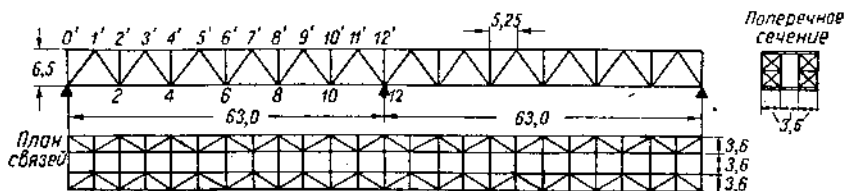


Фиг. 180. Проевная часть и поперетные связи неразрезного моста, представленного на фиг. 159.



Поперечные связи в пролетах и на крайних опорах (фиг. 160) имеют диагонали из уголков; на средней опоре—тавровые. Средние распорки поперечных связей тоже тавровые из двух уголков.

Опорные части моста, балансирного типа, имеют среднюю неподвижную и крайние подвижные опоры. Верхний баланспир опирается на нижний помощью вкладыша,



Фиг. 159. Схема неразрезного пролетного строения (СССР, 1934 г.)

снабженного на средней опоре клином для регулирования ее вертикального положения. Постоянная нагрузка моста составляет для средней фермы 3,66 т/пог. м, для крайних ферм по 3,22 т/пог. м фермы.

Консольно-балочное пролетное строение. В качестве примера конструкции консольно-балочного пролетного строения приводится описание построенного в



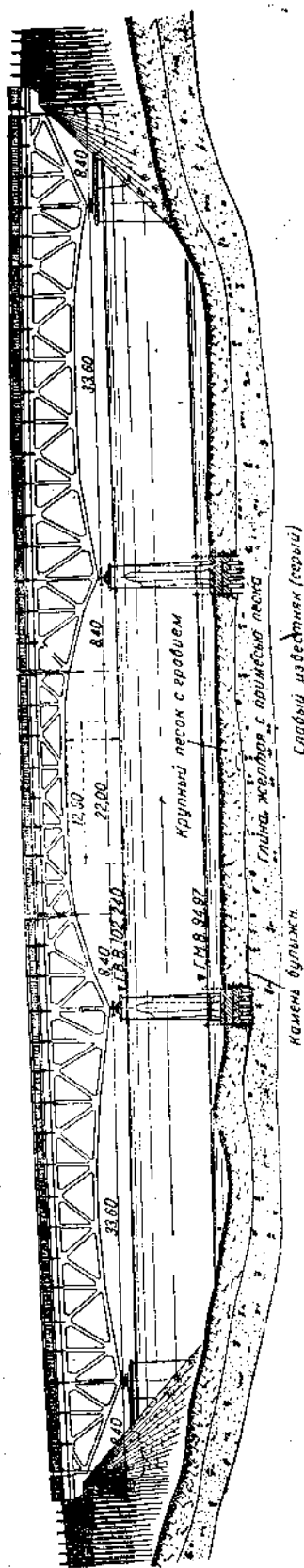
Фиг. 163. Общий вид консольно-балочного моста через Москва-реку у Старой Рузы

1931 г. моста через Москва-реку у Старой Рузы (фиг. 163—168). Переход реки осуществлен в виде трехпролетного моста консольно-балочной системы с ездой по верху. Средний пролет перекрыт подвесной фермой, опирающейся на консоли соседних пролетных строений.

Крайние пролеты перекрыты двухконсольными фермами. Сопряжение береговых консолей с насыпями осуществлено помощью переходных балочек со сплошной стенкой (фиг. 164).

В поперечном сечении пролетные строения имеют по три главные фермы. Мост рассчитан на нагрузку I класса по нормам 1927 г., близкую к современной нагрузке Н10; габарит проезда Г4.

Проезжая часть моста (фиг. 165) представляет собой балочную клетку из продольных и поперечных балок клепаного сечения. Поперечные балки жестко прикреплены к верхним поясам главных ферм в их узлах. Продольные балки, расположенные на расстоянии 0,95 м одна от другой, жестко прикреплены помощью косынок к поперечным балкам, причем расположены так, что верхние их уголки проходят



Фиг. 164. Схема консольно-балочного моста, представленного на фиг. 163

над поперечными балками. Благодаря этому деревянные поперечины ездового полотна опираются только на продольные балки*.

Главные фермы двухконсольных пролетных строений имеют верхний прямолинейный, нижний же—полигональный пояса. Решетка ферм—треугольная с дополнительными стойками. Основные размеры главных ферм следующие:

расчетный пролет $l=33,6$ м,

длина консоли $a=8,0$ м,

длина панели $d=2,8$ м,

высота ферм в середине пролета $h=3,845$ м,

высота ферм на опорах: $h_1=5,150$ м и

$h_2=5,654$ м,

расстояние между главными фермами в плане

$b=2,75$ м.

Сечения элементов главных ферм—одноствчатые. Пояса имеют тавровое сечение с окаймляющими уголками; раскосы—крестового сечения из двух или четырех уголков; стойки—крестового сечения, за исключением опорных, сделанных более мощными.

Составные элементы по длине соединены планочками.

Узлы главных ферм выполнены на фасонных вставках.

Фиг. 166 (см. вклейку) представляет конструкцию узлов двухконсольного пролетного строения над береговой опорой; фиг. 167—(см. вклейку) конструкцию узлов у места сопряжения подвесного пролета с консолью.

Подвесное пролетное строение имеет главные фермы с прямолинейным верхним и слабо вогнутым нижним поясами.

Основные размеры подвесных ферм:

расчетный пролет $l=22,0$ м,

длина панели $d=2,44$ м,

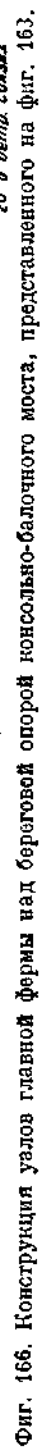
высота ферм по середине $h=2,44$ м.

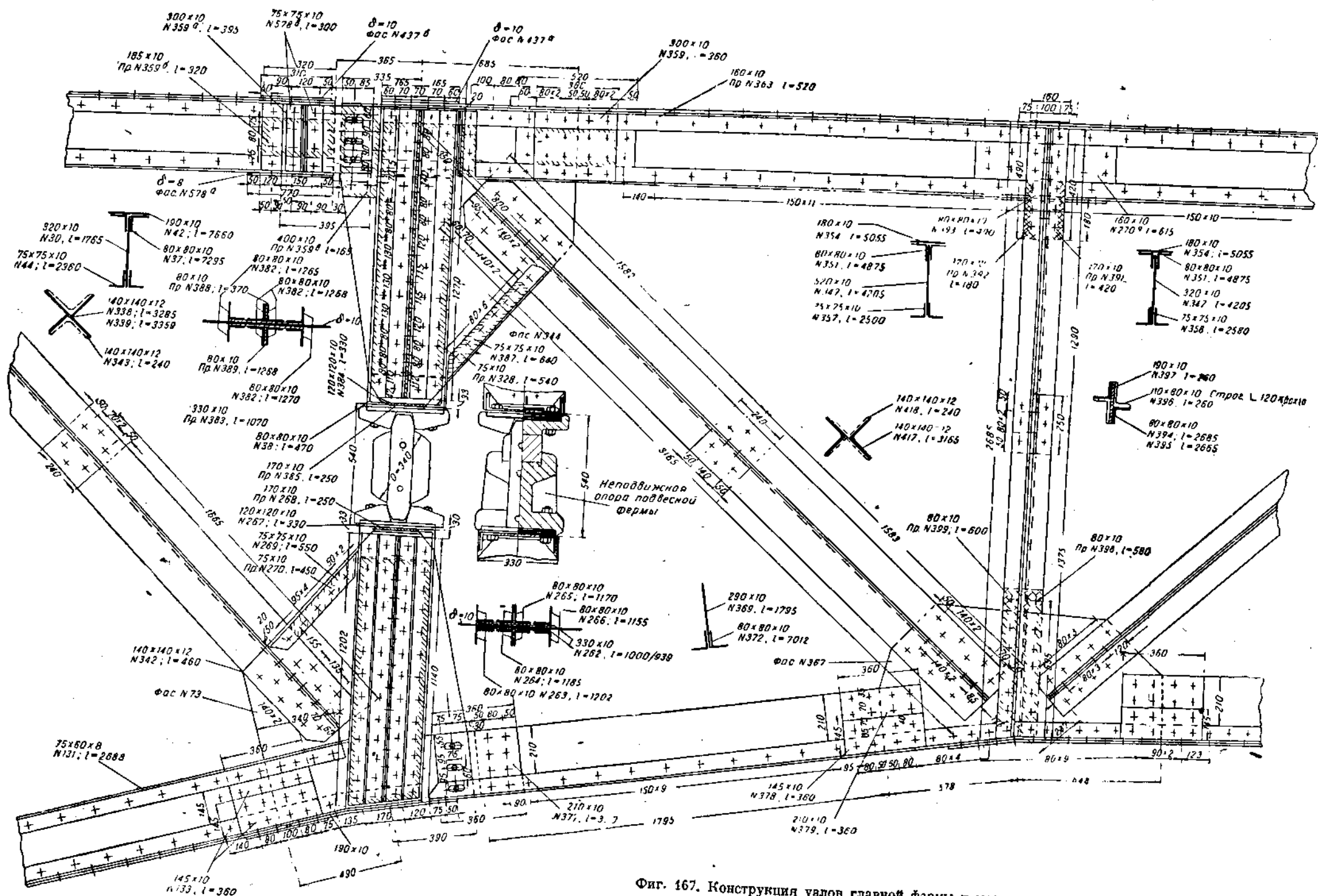
Типы сечений элементов и конструкция узлов подвесных ферм аналогичны консольным пролетным строениями. Для создания впечатления непрерывности конструкции между крайними узлами консолей и подвесных ферм устроены ложные элементы поясов. Во избежание передачи на них усилий один из концов каждого стержня прикрепляется болтами на овальных дырах (фиг. 167).

Продольные связи пролетных строений располагаются вдоль верхнего и нижнего поясов и имеют раскосную систему. Диагонали связей имеют крестовое сечение из двух уголков; распорками верхних связей служат поперечные балки. Над опорами распорки имеют усиленное сечение.

Ветровая реакция связей подвесного пролета передается на конец консоли помощью специаль-

* Мост запроектирован с железобетонной плитой проезжей части, как это представлено на фиг. 165. При постройке же была осуществлена более легкая деревянная проезжая часть из двойного дощатого настила, поддерживаемого поперечинами.





Фиг. 167. Конструкция узлов главной фермы у места сопряжения подвесной части с консолями консольно-балочного моста, представленного на фиг. 163,

Поперечные связи между главными фермами имеются только над опорами и в местах сопряжения подвесного пролета с консолями.



6*

При деформациях насыпи и оседании стула шарнирность переходной балки обеспечивает плавность сопряжения моста с насыпью.

Опорные части консольных пролетных строений—обычного балансирного типа; подвижные опоры—с четырьмя катками.

Опорные части подвесного пролета устроены: неподвижная опора—из двух литых балансиров с вкладышем; подвижная—однокаткового типа (фиг. 167).

Вес металлических балочных сквозных ферм

Вес сквозных ферм металлических мостов может быть выражен теоретическим путем следующим образом.

Если k —погонная временная нагрузка с учетом динамического коэффициента,

g_n и g_c —погонный вес проезжей части и связей моста,

g_ϕ —погонный вес (искомый) главных ферм моста,

$\Sigma \Omega$ —полная площадь линии влияния усилия для какого-либо—из стержней фермы,

Ω_1 —наибольшая площадь линии влияния рассматриваемого стержня (для однозначных линий $\Omega_1 = \Sigma \Omega$),

ϕ —конструктивный коэффициент,

l —длина рассматриваемого стержня,

γ —удельный вес материала,

R —допускаемое напряжение,

L —пролет главных ферм,

то погонный вес главных ферм, рассматриваемый как сумма весов отдельных стержней, выразится так:

$$g_\phi = \frac{1}{L} \sum \frac{(g_n + g_c + g_\phi) \Sigma \Omega + k \Omega_1}{R} \phi l \gamma,$$

Из написанного выражения определяем величину g_ϕ :

$$g_\phi = \frac{\Sigma k \phi \Omega_1 + (g_n + g_c) \Sigma \phi \Sigma \Omega}{\frac{R L}{\gamma} - \Sigma \phi \Sigma \Omega}. \quad (1)$$

Эта формула часто выражается в упрощенном виде:

$$g_\phi = \frac{ka + (g_n + g_c)b}{\frac{R}{\gamma} - bL}, \quad (2)$$

где

$$a = \frac{\Sigma \phi l \Omega_1}{L^2}; \quad b = \frac{\Sigma \phi l \Sigma \Omega}{L^2}.$$

Величины a и b зависят от системы и конструкции пролетных строений и носят название характеристик веса ферм.

Пользуясь формулами (1) или (2) и практическими значениями коэффициентов ϕ или a и b , можно теоретическим путем подсчитать вес сквозных ферм любых систем.

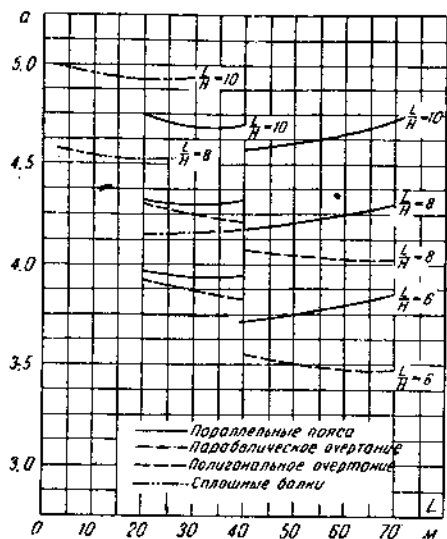
Для балочных разрезных ферм в формулу (1) могут быть введены упрощения: Можно предположить $k = \text{const}$; $\Omega_1 = \Sigma \Omega$ (что справедливо для основных элементов); тогда $a = b$ и

$$g_\phi = \frac{(k + g_n + g_c)a}{\frac{R}{\gamma} - aL}. \quad (3)$$

Для балочных ферм со сплошной стенкой формула веса имеет аналогичный вид.

Систематизированных данных о характеристиках веса a и b для металлических автодорожных мостов в настоящее время еще не имеется.

Ориентировочные значения коэффициента a для балочных разрезных ферм и коэффициентов a и b для двухпролетных неразрезных ферм могут быть приняты по данным проф. Стрелецкого (фиг. 169 и 170)*



Фиг. 169. Характеристики веса a разрезных балочных мостов по данным проф. Стрелецкого

Для приближенного подсчета веса металла главных ферм балочных мостов можно использовать данные германской практики постройки шоссежных дорог, на основе которых Бертингер вывел следующие формулы.

Вес металла главных ферм на 1 м^2 площади проезжей части моста:

1) Сквозные пролетные строения с деревянным настилом проезжей части:

$$g_{\phi} = 25 + 2l + 0,008 l^2 \text{ кг/м}^2.$$

2) Мосты с тяжелым массивным полотном:

а) мосты со сплошной стенкой без тротуаров:

$$g_{\phi} = 60 + 5l \text{ кг/м}^2;$$

б) мосты со сплошной стенкой с тротуарами:

$$g_{\phi} = 20 + 5l \text{ кг/м}^2;$$

в) сквозные пролетные строения с параллельными поясами, тротуарами на консолях, без верхних связей, пролетом от 15 до 40 м:

$$g_{\phi} = 40 + 2,8l \text{ кг/м}^2;$$

г) то же с криволинейным поясом:

$$g_{\phi} = 20 + 2,8l \text{ кг/м}^2;$$

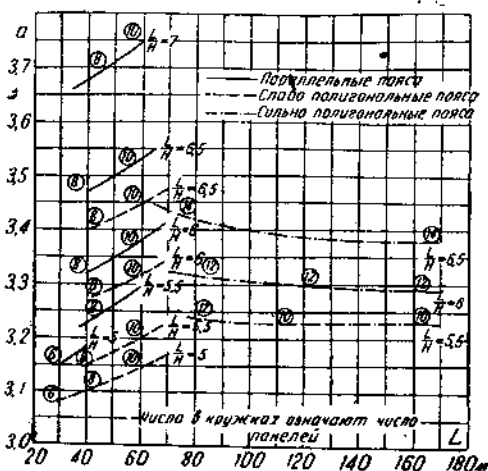
д) сквозные пролетные строения с криволинейным поясом, тротуарами на консолях, верхними ветровыми связями, пролетом от 20 до 200 м

$$g_{\phi} = 50 + 2l + 0,01 l^2 \text{ кг/м}^2.$$

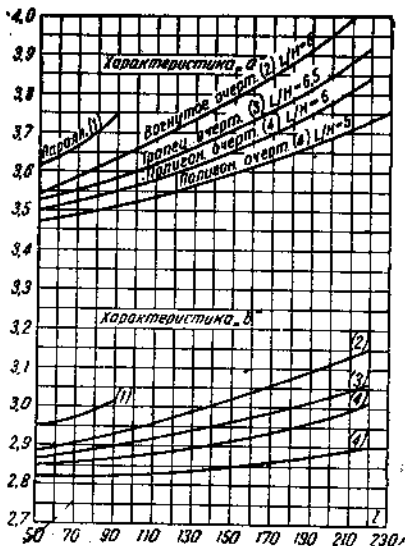
В заключение следует еще раз подчеркнуть приближенность приведенных выше формул, не могущих полностью учесть многообразие конструктивных

* Более подробные данные о характеристиках веса сквозных ферм см. проф. Н. С. Стрелецкий, «Курс мостов», ч. II, вып. 1, изд. 1930 г.

Результаты, получаемые по данным проф. Стрелецкого, следует увеличивать приблизительно на 10% для приведения их к современным нормам проектирования.



Фиг. 170. Характеристики веса неразрезных ферм



особенностей автодорожных мостов. Поэтому при проектировании ответственных мостовых сооружений следует пользоваться подсчетом веса по теоретическим формулам.

§ 11. Расчет сквозных ферм

Подбор сечений элементов

Определение усилий в элементах сквозных ферм производится обычными методами строительной механики в предположении шарнирности сопряжений элементов в узлах. Это предположение, конечно, не соответствует действительности, так как узловые сопряжения фактически выполняются жестко, вследствие чего во всех элементах фермы, кроме осевых усилий, возникают также и изгибающие моменты. Влияние этих моментов на напряжения в элементах фермы обычно колеблется от 10 до 20%, достигая в отдельных случаях и более высоких значений.

С другой стороны, вследствие жесткости узлов, участия в работе ферм элементов связей и проезжей части действительные усилия в элементах сквозных ферм несколько уменьшаются, обычно составляя 0,75—0,90 расчетных.

Указанные дополнительные влияния действуют в разные стороны, поэтому при расчетах металлических решетчатых ферм принято не учитывать жесткости узлов.

Расчет главных ферм производится на действие следующих нагрузок: постоянной, вертикальной временной и горизонтальной ветровой. Для мостов, располагаемых на кривой, учитывают еще влияние центробежной нагрузки.

Постоянная нагрузка балочных разрезных пролетных строений принимается равномерно распределенной по длине пролета. Для неразрезных и консольных пролетных строений рекомендуется учитывать неравномерность распределения веса главных ферм по длине пролета.

Собственный вес сквозных главных ферм и их поперечных связей считается распределенным поровну между обоими поясами ферм.

Веса проезжей части и горизонтальных связей считаются приложенными к узлам соответствующего пояса.

Временная вертикальная нагрузка вводится с учетом динамического коэффициента (см. § 4).

По найденным наибольшим усилиям подбирают сечения элементов. Для вытянутых элементов по условию прочности:

$$\frac{S}{\omega_{netto}} \leq R_{дон};$$

для сжатых—по условию прочности и по условию устойчивости:

$$\frac{S}{\varphi \omega_{brutto}} \leq R_{дон},$$

где: S —наибольшее усилие в элементе,

ω_{netto} и ω_{brutto} —площади сечения элемента с учетом и без учета ослабления заклепками,

$R_{дон}$ —допускаемое напряжение,

φ —коэффициент продольного изгиба.

Для элементов, работающих под временной нагрузкой на усилия обоих знаков, допускаемые напряжения уменьшают (см. § 4). Коэффициент уменьшения допускаемого напряжения определяется для усилия каждого знака отдельно по формуле:

$$\gamma = \frac{S'}{S' + \frac{1}{4} S''},$$

где S' и S'' —абсолютные значения наибольших усилий разного знака от основных сил.

Значение коэффициента γ соответствует расчетному усилию S' .

Если на какие-либо элементы фермы действуют усилия, приложенные вне узлов, то нужно учитывать возникающий в элементе изгибающий момент. Для

стержней, жестко закрепленных в узлах, этот момент принимают равным 60% наибольшего момента разрезной балки.

Учет ослабления клепаных элементов заклепочными дырами производят в зависимости от способа расположения заклепок. При рядовом расположении заклепок ослабление элемента учитывается по поперечному ряду с наибольшим числом заклепок. При шахматном расположении заклепок может оказаться более опасным сечение по зигзагу (фиг. 171). В расчетах удобно выражать добавочное ослабление по зигзагу в долях площади ослабления одной заклепочной дыры. Для расположения заклепок по фиг. 171 с одним зигзагом формула, выражающая добавочное ослабление, имеет вид:

$$\Delta n = \frac{1}{d} [d - 2(\sqrt{a^2 + b^2} - b)] = \left[1 - \frac{2b}{d} \left(\sqrt{\left(\frac{a}{b}\right)^2 + 1} - 1 \right) \right].$$

При $\Delta n > 0$ более опасно ослабление по зигзагу;

при $\Delta n < 0$ опаснее ослабление по нормальному сечению.

При расчете на устойчивость сжатых элементов, имеющих составное сечение из двух ветвей, соединенных решетками или планками, коэффициент продольного изгиба φ определяют из двух проверок стержня на продольный изгиб:

а) на случай изгиба стержня в плоскости, перпендикулярной к плоскости соединительной решетки;

б) на случай изгиба стержня в плоскости соединительной решетки.

В первом случае коэффициент определяется по гибкости $\lambda_1 = \frac{l_1}{\rho_1}$, где l_1 — свободная длина стержня в плоскости изгиба, ρ_1 — радиус инерции сечения в той же плоскости.

Во втором случае коэффициент φ определяют по так называемой приведенной гибкости

$$\lambda_0 = \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda_2^2},$$

где $\lambda_2 = \frac{l_2}{\rho_2}$ — гибкость всего стержня в плоскости соединительной решетки,

$\lambda_2 = \frac{l_2}{\rho_2}$ — гибкость ветви стержня; здесь l_2 — свободная длина ветви, равная расстоянию между соседними узлами соединительной решетки или центрами соседних планок; ρ_2 — радиус инерции сечения одной ветви стержня относительно оси, проходящей через ее центр тяжести перпендикулярно к плоскости решетки.

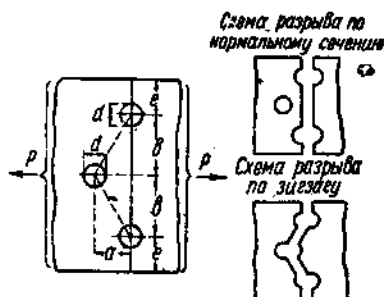
При расчете на продольный изгиб стержней, ветви которых соединены на всем протяжении хотя бы с одной стороны сплошным листом, коэффициент φ определяется как для целого сечения.

Свободная длина сжатых элементов решетчатых ферм принимается: для поясов, опорных раскосов и стоек равной их теоретической длине между центрами узлов; для элементов решетки при изгибе из плоскости ферм — теоретической длине элемента, или большей его части, если полная длина разделена поперечной конструкцией; при изгибе в плоскости ферм — расстоянию между центрами заклепочных прикреплений к узловым фасонкам.

При пересечении сжатого элемента решетки с растянутым свободная длина из плоскости фермы принимается равной 0,65 теоретической длины элемента.

Расчет заклепочных соединений

Заклепочные соединения разделяются на рабочие и нерабочие (связующие). Рабочими являются соединения, в которых заклепки передают усилия с одного элемента на другой (стыки, сопряжения элементов). Нерабочими, или связующими называют соединения, предназначенные для связи между собой в одно целое нескольких совместно работающих металлических элементов.



Фиг. 171. Ослабление сечения заклепочными отверстиями при шахматном расположении заклепок

Рабочие заклепочные соединения должны быть рассчитаны, нерабочие же соединения выполняют по конструктивным соображениям*.

При расчете заклепочных соединений элементов сквозных ферм, работающих на продольную силу, предполагают, что усилие равномерно распределяется между заклепками, прикрепляющими каждый элемент составного сечения стержня. Кроме того обычно расчет заклепок производят не по фактически действующему на соединение усилию, а по тому наибольшему усилию, которое может выдержать прикрепляемый стержень. Тогда стержень и заклепочное соединение являются равнопрочными. Усилие, выдерживаемое растянутым элементом, может быть выражено как $\omega_{netto} R_{дон}$; для сжатого же элемента — $\varphi \omega_{brutto} R_{дон}$.

На эти усилия и принято рассчитывать заклепочные соединения в элементах сквозных ферм.

Из условия прочности заклепочного соединения на срезывание можно написать:

$$\frac{\omega_{netto} R_{дон}}{k \frac{\pi d^2}{4}} \leq R_{срез},$$

где: k — число заклепок в соединении,
 d — диаметр заклепок,
 $R_{срез}$ — допускаемое напряжение на срезывание заклепок, принимаемое:
 $R_{срез} = 0,8 R_{дон}$.

Тогда необходимое количество заклепок в соединении

$$k \geq \frac{R_{дон}}{R_{срез} \frac{\pi d^2}{4}} \omega_{netto} = \mu_1 \omega_{netto}.$$

Аналогично из условия прочности заклепок на смятие получим:

$$\frac{\omega_{netto} R_{дон}}{k d \delta} \leq R_{см}.$$

Откуда

$$k \geq \frac{R_{дон}}{R_{см} d \delta} \omega_{netto} = \mu_2 \omega_{netto};$$

где: δ — толщина более тонкого из соединяемых элементов,
 $R_{см}$ — допускаемое напряжение на смятие заклепок, обычно принимаемое равным $R_{см} = 2 R_{дон}$.

Таким образом, количество заклепок, необходимых для прикрепления элемента, при условии равнопрочности прикрепления и прикрепляемого элемента может быть непосредственно определено по расчетной площади элемента (ω_{netto} — для растянутых и $\varphi \omega_{brutto}$ — для сжатых стержней) умножением ее на коэффициент μ . При этом нет необходимости делать две проверки, так как для расчета достаточно принять больший из двух коэффициентов μ_1 и μ_2 .

Этот способ расчета заклепочных соединений принято называть расчетом по площади сечения.

Коэффициенты μ_1 и μ_2 , зависящие от диаметра применяемых заклепок и склепываемых толщин, приведены в табл. 4.

В соединениях с двухсрезными заклепками значения коэффициента μ_1 уменьшаются вдвое.

Для знакопеременных стержней главных ферм количество заклепок в прикреплениях, подсчитанное описанным методом, увеличивается в отношении:

$$\frac{S' + \frac{1}{2} S''}{S' + \frac{1}{4} S''},$$

где S' и S'' — абсолютные значения наибольших усилий разного знака от основных сил.

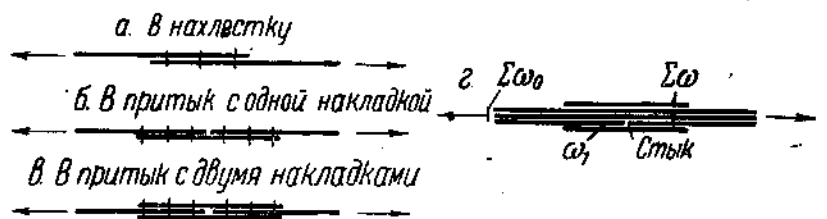
* Основные правила размещения заклепок приводятся в Технических условиях проектирования металлических мостов.

Таблица 4

d мм		12	14	17	20	23	26	29	
μ_1		1,105	0,812	0,551	0,398	0,301	0,235	0,189	
μ_2	Толщина склепываемых элементов δ мм	8	0,521	0,446	0,368	0,313	0,272	0,240	0,216
		9	0,463	0,397	0,327	0,278	0,242	0,214	0,192
		10	0,417	0,357	0,294	0,250	0,217	0,192	0,172
		11	0,379	0,325	0,267	0,227	0,198	0,175	0,157
		12	0,347	0,289	0,245	0,208	0,181	0,160	0,144
		13	0,321	0,275	0,226	0,192	0,167	0,148	0,133
		14	0,298	0,255	0,210	0,179	0,155	0,137	0,123
		15	0,278	0,238	0,196	0,167	0,145	0,128	0,115
		16	0,260	0,223	0,184	0,156	0,136	0,120	0,108
		17	—	—	0,173	0,147	0,128	0,113	0,101
		18	—	—	—	0,139	0,121	0,107	0,096
		19	—	—	—	0,132	0,114	0,101	0,091
		20	—	—	—	0,125	0,109	0,096	0,086

* Примечание. Ломаная линия в таблице отделяет случаи, когда при двухсрезовых заклепках более опасен расчет на смятие.

Во второстепенных и неответственных элементах решетчатых пролетных строений, где сечения приняты с запасом, разрешается производить расчет по действительному наибольшему усилию (расчет по усилию).



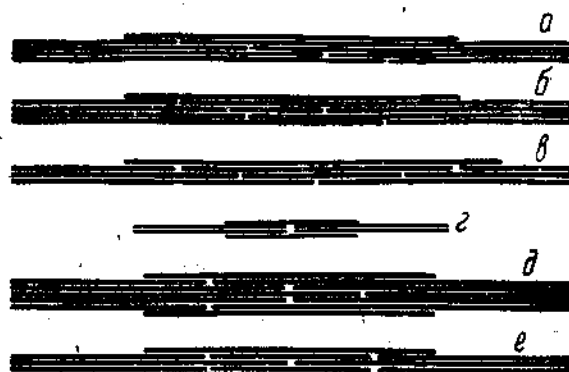
Фиг. 172. Схема перекрытия стыков

В монтажных соединениях, выполняемых на месте сборки, расчетное число заклепок рекомендуется увеличивать на 20% вследствие более низкого качества монтажной клепки сравнительно с заводской.

Перекрытие стыков пакетов. Стыковые соединения и прикрепления элементов могут производиться различными способами. Соединение двух элементов делается или внахлестку, или впритык с одиночной или двойными накладками (фиг. 172).

Чтобы стык был достаточно прочен, напряжения в месте стыка не должны превосходить напряжений в основной части стержня.

При перекрытии какого-либо из элементов составного стержня (фиг. 172,г) напряжение в стыке будет $n = \alpha n_0$, где α — так называемый коэффициент стыка:



Фиг. 173. Схемы перекрытия стыков пакетов

$$\alpha = \frac{\Sigma \omega_0}{\Sigma \omega_0 - \omega_i + \Sigma \omega_1},$$

где:

ω_0 — площади элементов, входящих в состав основного сечения стержня,

ω_i — площадь стыкуемого элемента сечения,

ω_1 — площади накладок,

n_0 — напряжения в основном сечении стержня.

Усилие в перекрывающей стык накладке будет:

$$S = \omega_1 \alpha n_0.$$

Число же заклепок, необходимых для прикрепления накладки:

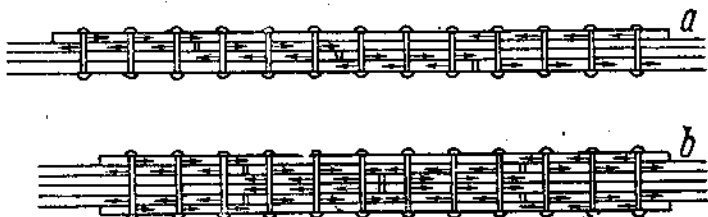
$$k = \mu \alpha \omega_1.$$

Если площадь перекрывающих накладок равна площади стыкуемых элементов, то $\alpha = 1$.

Согласно техническим условиям рабочую площадь сечения стыков растянутых стержней следует делать на 10% более рабочей площади стыкуемого элемента, т. е. принимать $\alpha = 1,1$.

Количество заклепок в стыковых накладках, не находящихся в непосредственном соприкосновении с перекрываемыми частями, следует увеличивать на 20% при одностороннем перекрытии и на 10% при двухстороннем перекрытии пакета за счет возможного изгиба стержней заклепок.

Перекрытие толстых пакетов может быть произведено различными способами (фиг. 173). При одностороннем перекрытии применяются стыки: *простые ступенчатые* (фиг. 173,а), *перекрестные ступенчатые* (фиг. 173,б), *раздвинутые ступенчатые* (фиг. 173,в).



Фиг. 174. Схемы работы стыков толстых пакетов

Наиболее удобны в отношении сборки простые и раздвинутые ступенчатые стыки. Перечисленные выше стыки могут быть применены и при двухстороннем перекрытии накладками.

При двухстороннем перекрытии применяют еще следующие типы стыков: *с о в м е щ е н н ы е* (фиг. 173,г), если в пакете не более двух листов; *стык в елку* (фиг. 173,д), неудобный для сборки, и *раздвинутый стык в елку* (фиг. 173,е), весьма целесообразный при двухстороннем перекрытии стыков.

Работа стыков толстых пакетов схематически представлена на фиг. 174.

В ступенчатом стыке (фиг. 174,а) соприкасающиеся концы отдельных листов склепаны между собой внахлестку, стыковая же накладка служит только для соединения двух наружных листов. Усилие с одного конца накладки передается через всю толщину пакета, поэтому количество заклепок в полунакладке должно быть увеличено на 20%.

При устройстве раздвинутого стыка (фиг. 174,б) схема работы его складывается из ряда простых стыков впритык с односторонним перекрытием накладками. Поэтому

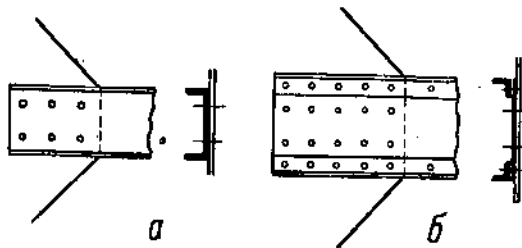
обычный расчет стыков толстых пакетов сводится к расчету простейших заклепочных соединений внахлестку или впритык с накладками*.

Если площадь сечения в стыках более площади основного стержня, то должен быть учтен коэффициент стыка α .

Расчет прикреплений элементов. Прикрепления элементов, производимые внахлестку к фасонному листу, рассчитывают в предположении, что каждый элемент сечения передает свое усилие поровну всем прикрепляющим его заклепкам (фиг. 175, а).

Поэтому в составных элементах прикрепляющие заклепки могут работать на совместное действие усилий нескольких элементов. Так, например, в прикреплении, представленном на фиг. 175, б, заклепки, одновременно служащие для прикрепления как листа, так и уголка должны быть проверены по формуле:

$$\left(\frac{\omega_x}{k_x} + \frac{\omega_y}{k_y} \right) \leq \frac{1}{\mu_1},$$



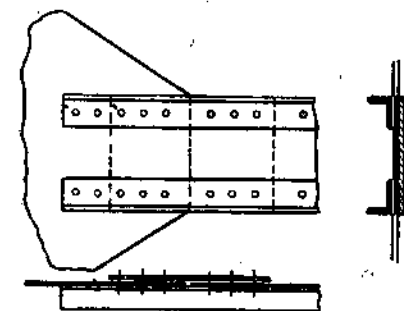
Фиг. 175. Прикрепление внахлестку

где: ω_x и ω_y — расчетные площади сечения листа и уголка,

k_x и k_y — число заклепок, прикрепляющее лист и один уголок.

В весьма употребительном способе прикрепления, при котором лист стержня подходит впритык к фасонке, а уголки внахлестку (фиг. 176), число заклепок для прикрепления накладки листа и уголков определяется по одиночному срезыванию заклепок. Кроме того заклепки нужно проверить на смятие по совместному действию усилий от листа и уголков, пользуясь формулой:

$$\left(\frac{\omega_x}{k_x} + \frac{\omega_y}{k_y} \right) \leq \frac{1}{\mu_2}.$$



Фиг. 176. Прикрепление листа впритык и уголков внахлестку

В случае если стыковые накладки имеют площадь большую, чем основной стержень, при определении количества заклепок учитывают коэффициент стыка α .

При расчете узловых сопряжений, кроме расчета заклепочных прикреплений, должны быть также произведены проверки прочности узловых фасонки по наиболее опасным сечениям. При этом прочность фасонки должна превышать прочность прикрепляемых к ней элементов не менее чем на 10%.

Допускаемое напряжение при проверке прочности фасонки принимается равным основному допускаемому напряжению для частей разреза, перпендикулярных оси прикрепляемого стержня, и равным 0,75 основного допускаемого напряжения для частей разреза, составляющих угол менее 60°.

Расчет соединительных планок и решеток

Соединительные элементы составных сжатых стержней принято рассчитывать на некоторую условную поперечную силу, величина которой для элементов мостовых ферм может быть определена по формуле:

$$Q = 30 \omega \varphi_{\min},$$

где: Q — расчетная поперечная сила в кг,

ω — площадь сечения элемента в см²,

$\varphi_{\min}$ — меньший из коэффициентов продольного изгиба для данного стержня.

* Более подробные сведения о расчете сложных соединений, а также другие методы расчета пакетов (например способ Waddell'a) даны в книге проф. Стрелецкого и Гениева — «Основы металлических конструкций».

Формула эта не имеет достаточного теоретического обоснования, и ее следует рассматривать как некоторое практическое конструктивное требование. Построение формулы основано на том соображении, что чем мощнее и жестче стержень, тем солиднее должна быть связь между его ветвями.

При наличии нескольких соединительных решеток, связывающих ветви элемента и расположенных в параллельных плоскостях, расчетная поперечная сила Q распределяется между ними поровну.

В стержнях коробчатого или Н-образного сечения, ветви которых связаны на всем протяжении сплошным листом, принимается, что половина поперечной силы передается на указанный лист, другая же половина — на соединительную

решетку.

Элементы соединительных решеток рассчитывают по общему способу расчета сквозных ферм в предположении постоянства силы Q по всей длине стержня.

Усилия в диагонали соединительной решетки:

$$S = \frac{Q_1}{\sin \alpha},$$

где:

Q_1 — поперечная сила, проходящая на одну решетку,
 α — угол наклона диагоналей к оси элемента.

По полученному усилию подбирают сечение диагонали, причем в виду неопределенности направления действия поперечной силы Q диагональ рассчитывают как работающую на сжатие.

Соединение планками рассматривают в предположении

работы его как безраскосной системы. Нулевые моментные точки могут быть с достаточной степенью точности приняты по середине панелей между планками и по середине планок. Вырезая узел с двумя полупанелями и полупланкой (фиг. 177), получим следующие выражения, определяющие величины усилий, действующих на планку.

Момент, действующий в планке:

$$M = \frac{Q_1 l}{2}.$$

Поперечная сила в планке

$$T = \frac{2M}{b} = \frac{Q_1 l}{b};$$

где:

Q_1 — расчетная поперечная сила, проходящая на одну систему планок,

l — расстояние между осями планок,

b — расстояние между центрами тяжести ветвей стержня.

Усилие, приходящееся на крайнюю заклепку, прикрепляющую планку: от действия поперечной силы T

$$S_1 = \frac{T}{m};$$

от действия момента M :

$$S_2 = \frac{M a_{\max}}{\sum a^2},$$

где:

a —расстояния между каждой парой заклепок, симметричных относительно оси планки,

a_{max} — расстояние между крайними заклепками, прикрепляющими планку.
Равнодействующее усилие, приходящееся на крайнюю заклепку:

$$R = \sqrt{S_1^2 + S_2^2} \leq R_{дон},$$

где $R_{дон}$ —допускаемое усилие на заклепку по срезыванию.

Глава III

АРОЧНЫЕ МОСТЫ

Арочные мосты, являясь распорной системой, сравнительно с балочными, обладают большей жесткостью, экономичностью в отношении затраты металла и хорошим внешним видом (фиг. 178). Меньшая затрата металла на пролетные строения арочных мостов в известной степени компенсируется увеличением кубатуры опор, воспринимающих на себя распор арок.



Фиг. 178. Арочный мост со сплошными арками

Экономическая целесообразность применения арочных мостов зависит в наибольшей степени от стоимости опор, кубатура которых возрастает приблизительно пропорционально квадрату их высоты. Вследствие этого арочные мосты наиболее часто применяются при небольшой высоте опор (от пяти арок до грунта) и при достаточно прочных грунтах.

§ 12. Основные системы арочных мостов

Металлические арочные пролетные строения по своим системам могут быть в первую очередь разделены на простые и комбинированные.

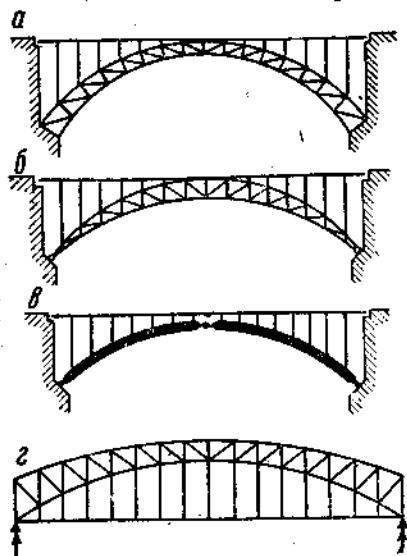
Простые арочные фермы могут быть бесшарнирными, двухшарнирными и трехшарнирными.

В бесшарнирных арках (фиг. 179, а) пролетные строения сопрягаются с опорами жестко, что, обеспечивая наибольшую жесткость пролетного строения, делает его очень восприимчивым к перемещениям и просадкам опор, а также температурным влияниям.

Так как температурные деформации металлических пролетных строений велики, бесшарнирные арочные мосты применяются весьма редко.

Двухшарнирные арки (фиг. 179, б) меньше реагируют на деформации от смещения опор и температурных воздействий, но имеют несколько больший распор и требуют несколько большей затраты металла, чем бесшарнирные. Обладая достаточной жесткостью (хотя и несколько меньшей, чем бесшарнирные арки), а также преимуществами в отношении сборки, двухшарнирные арки получили весьма широкое применение для автодорожных мостов.

Трехшарнирные арки (фиг. 179, в) статически определимы, а поэтому не подвержены действию температурных влияний и просадок опор. Это дает возможность применения трехшарнирных арок при плохих грунтах. Недостатками трехшарнирных арочных мостов являются: более слабая вертикальная жесткость, наибольший распор и наибольшая затрата металла сравнительно с другими арочными системами. Для автодорожных и городских мостов жесткость трехшарнирных



Фиг. 179. Основные системы арочных ферм

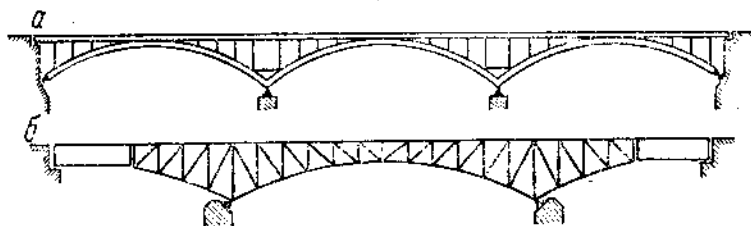
арочных ферм обычно оказывается достаточной, а поэтому они имеют довольно частое применение.

Арочные мосты наиболее часто устраивают с ездой по верху. Однако, если имеющаяся конструктивная высота оказывается недостаточной, то, сохраняя нормальную пологость арок, их поднимают выше уровня проезда, располагая езду по середине или даже по низу.

Для уменьшения воздействия арочных пролетных строений на опоры применяют арки с затяжкой (фиг. 179, г), а иногда и неразрезные (фиг. 180, а) или консольные (фиг. 180, б) арочные мосты.

Арочные мосты с затяжкой имеют двухшарнирные арочные фермы, распор которых полностью или частично воспринят затяжкой. При полностью воспринятом распоре пролетное строение, с точки зрения опорных реакций, превращается в безраспорное балочное (фиг. 179, г), что дает возможность применения этой системы при высоких опорах или слабых грунтах. При повышенном расположении затяжки распор воспринимается ею только частично.

Неразрезные и консольные арочные мосты не дают экономических преимуществ в отношении расхода металла сравнительно с разрезными арками. Преимуществом их является лишь некоторое уменьшение необходимых размеров каменных опор. Главным недостатком неразрезных и консольных арок является меньшая их жесткость сравнительно с разрезными арками. Поэтому применение их весьма ограничено.



Фиг. 180. Схемы консольного и неразрезного арочных мостов

В металлических мостах находят себе также применение комбинированные арочные системы, представляющие комбинацию простых арочных систем с другими простыми системами. С точки зрения опорных реакций комбинированные системы обычно бывают балочными (безраспорными). Основные системы комбинированных ферм, применяемых в мостах, приведены на фиг. 181. Схемы а и б представляют арку, усиленную балкой жесткости; схема в — арку, усиленную цепью.

Наиболее распространенной является комбинация гибкой или жесткой арок с балкой. При устройстве гибкой арки сечению ее придают возможно меньший момент инерции и все изгибающие моменты передают балке жесткости; арка же работает только на сжатие, как цепь.

Фермы, у которых балки жесткости расположены по низу (фиг. 181, а), носят название ферм Лангера.

Сочетание жесткой арки с балкой не экономично, а потому встречается редко.

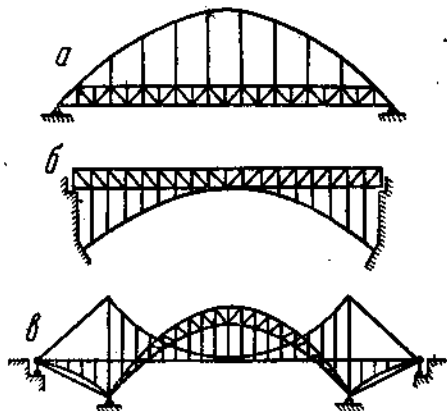
Для автодорожных и городских мостов со значительным пролетом довольно часто находят применение арочная система с затяжкой в комбинации с консольными балками (фиг. 182).

С экономической, конструктивной и эксплуатационной сторон комбинированные системы, как правило, уступают простым системам. Применение их чаще всего обуславливается эстетическими соображениями, вследствие чего комбинированные системы чаще всего применяют для городских мостов.

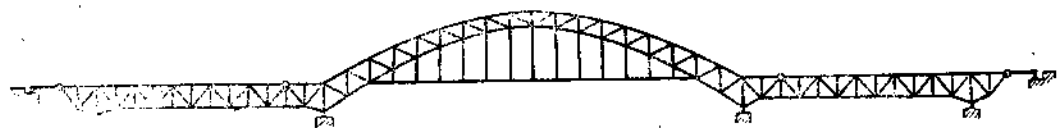
Конструкция арок металлических арочных мостов может быть сплошной и сквозной.

Сплошные арки (фиг. 183, а), наиболее простые по конструкции и удобные для сборки, за последнее время находят широкое применение для автодорожных мостов. Сквозные арочные фермы по затрате металла становятся выгоднее сплошных при больших пролетах. Они состоят из криволинейных поясов и решетки, в большинстве случаев раскосной системы.

Очертание сквозных арочных ферм весьма разнообразно. Наиболее простыми являются арки с параллельными поясами (фиг. 183, б). В двухшарнирных арках, особенно при тяжелой нагрузке, часто применяется серповидное очертание (фиг. 183, в). В средней части серповидное очертание часто заменяется параллельным, что более соответствует распределению усилий по длине арки. В двухшарнирных арках, а в особенности в трехшарнирных, целесообразно развитие высоты арок в четвертях пролета, где возникают наибольшие моменты от расчетной нагрузки. Схема арочных ферм с развитием высоты к четвертям пролета приведена на фиг. 183, д.



Фиг. 181. Схемы комбинированных арочных ферм



Фиг. 182. Схема комбинированного моста из арок с затяжкой и консольных балок (мост в Химках)

В мостах с ездой по низу арочным фермам иногда приходится придавать увеличенную высоту у опор (фиг. 183, г) для обеспечения достаточной высоты проезда через порталную ветровую раму, устроенную в плоскости опорных стоек; такие арочные фермы называют порталными.

Схема арочной фермы с ездой по верху показана на фиг. 183, е.

Как указывалось выше, существенную часть стоимости арочных мостов составляют опоры. Стоимость опор при этом возрастает с увеличением пролета и уменьшением стрелы подъема арок. Вследствие этого наимыгоднейший пролет арочных мостов часто оказывается меньшим, чем балочных. Однако судоходные и другие требования могут заставлять устраивать один или несколько больших пролетов, оставляя остальные меньшими, соответствующими экономическим требованиям. В таких мостах опоры, разделяющие большие пролеты от меньших, оказываются в плохих условиях вследствие неуравновешенности действующих на них распоров. Для уменьшения размеров этих опор стремятся к уравниванию распоров путем уменьшения подъема арок в малых пролетах (фиг. 184), применения более тяжелой конструкции проезжей части или даже путем устройства этих пролетов железобетонными или каменными.

Основные размеры арочных ферм обуславливаются их пролетом, строительной высотой, требованиями жесткости, конструкцией арок, а иногда и эстетическими соображениями.

Основной данной, определяющей условия работы арок, является отношение стрелы ее подъема к пролету.

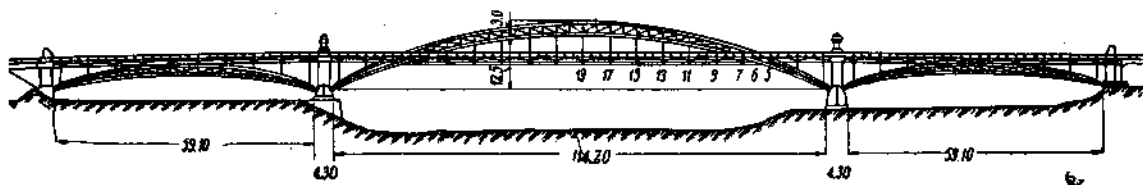
Стрела подъема арок в мостах может колебаться в зависимости от местных условий от $\frac{1}{2}$ до $\frac{1}{16}$ — $\frac{1}{18}$ пролета. Наиболее употребительным подъемом арочных мостов с ездой по верху является $\frac{1}{7}$ — $\frac{1}{8}$ пролета, при пониженной же езде — $\frac{1}{5}$ — $\frac{1}{6}$ пролета.

Увеличение стрелы подъема уменьшает распор арки и облегчает как самую арку, так и ее опоры, но при этом увеличивается строительная высота моста. Поэтому выбор стрелы подъема арок должен производиться с учетом всех местных условий.

Толщина (высота) арок зависит от их конструкции, пролета и стрелы подъема. В сплошных двухшарнирных арках высота их в замке обычно составляет от $\frac{1}{50}$ до $\frac{1}{65}$ пролета. Сквозные арки делают более высокими — от $\frac{1}{15}$ до $\frac{1}{40}$ пролета. Высота сквозных арочных ферм с ездой по верху и горизонтальным верхним поясом обычно принимается около $\frac{1}{25} l$, а в случае ограниченной строительной высоты может быть доведена до $\frac{1}{30}$ и даже $\frac{1}{60}$ пролета. В арках с ездой по низу, имеющих на концах порталы, высоту арок по середине принимают около $\frac{1}{30}$ — $\frac{1}{35} l$, а на опорах — $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$ пролета (но не менее высоты габарита проезда). Высоту арок, имеющих затяжки, принимают при сплошной конструкции около $\frac{1}{40} l$, при сквозных же арках — $\frac{1}{20}$ — $\frac{1}{25} l$. В комбинированных системах типа Лангера высоту арок принимают $\frac{1}{60}$ — $\frac{1}{100} l$, высоту балок жесткости — от $\frac{1}{25}$ до $\frac{1}{40}$ пролета.

Очертание арок зависит от их системы. Наиболее выгодным является такое очертание оси арки, при котором кривые давления, соответствующие различным положениям временной нагрузки на мосту, меньше всего отклоняются

от этой оси. Крайние положения кривых давления в арке получаются при загрузении временной нагрузкой сначала одного, а затем другого полупролета



Фиг. 184. Уравновешивание распоров в арочном мосту

арки. Поэтому за среднее положение кривой давления иногда принимают кривую давления, полученную при загрузении всего моста постоянной и половиной временной нагрузки.

В автомобильных мостах, где влияние постоянной нагрузки довольно велико, в большинстве случаев оказывается наиболее целесообразным применять параболическое очертание оси арок. Очертание поясов сквозных арочных ферм принимают по плавным кривым; наиболее часто используют параболы разных степеней, эллипс и круг.

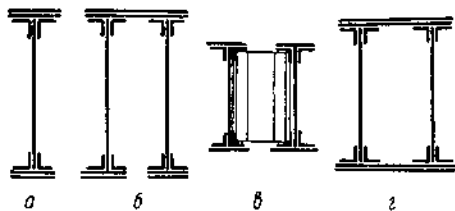
§ 13. Конструкция арочных мостов

Конструкции арок со сплошной стенкой

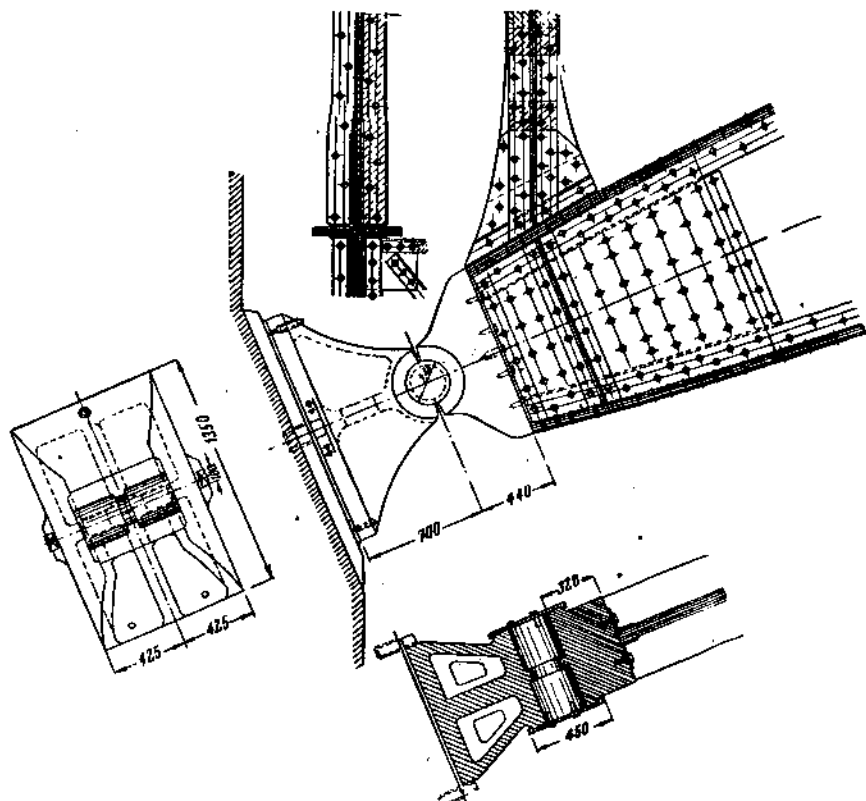
Наиболее простой конструкцией обладают арки со сплошной стенкой. При небольших пролетах до 40—50 м сечение сплошных арок обычно делают двутавровым (фиг. 185) из вертикального листа, уголков и пакетов горизонтальных листов.

Вертикальному листу сечения придают достаточную толщину для обеспечения устойчивости его при работе на сжатие; желательно делать толщину вертикального листа не менее $\frac{1}{50}$ его высоты. Горизонтальные листы тоже должны быть достаточно развиты для обеспечения поперечной жесткости арок.

В двутавровых сечениях арок ширина горизонтальных пакетов может быть доведена до 450—500 мм. Сечение арок обычно делают симметричным, однако при наличии значительных изгибающих моментов выгоднее применение асимметричного сечения с неодинаковым числом горизонтальных листов сверху и снизу.



Фиг. 185. Типы сечений сплошных арок



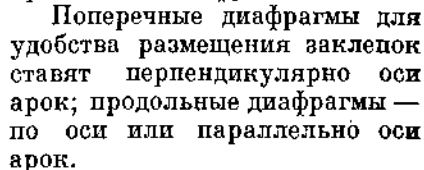
Фиг. 186. Конструкция пятовой части арочного моста

При пролетах более 50—60 м аркам приходится придавать двухстенчатое сечение в виде спаренных двутавров (фиг. 185, в) или коробчатого типа (фиг. 185, б).

Коробчатые сечения являются более рациональными; при этом в тяжелых арочных мостах коробчатые сечения могут быть замкнутыми со всех сторон (фиг. 185, г). Для изготовления, осмотра и окраски в таких арках устраивают специальные отверстия — лазы.

Расстояние между вертикальными стенками коробчатого сечения арок определяется возможностью клепки и окраски и принимается не менее 400 мм.

продольных диафрагм.



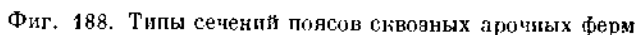
Балки жесткости комбинированных мостов делают тех же типов, что и обычные балочные фермы.

Сечение затяжек арочных мостов делают одностенчатым (двуставровым) или двухстенчатым. В последнем случае применяют двойное швеллерное, Н-образное или коробчатое сечения.

Вертикальные листы сплошных арок делают с прямолинейными или криволинейными продольными кромками.

Стыки элементов сечения арок обычно располагают радиально, устраивая их в узлах арки, или же вынося их в панель. Монтажные стыки удобнее всего делать совмещенными, с перекрытием в одном месте всех элементов сечения. При мощных сечениях приходится прибегать к раздвинутым и ступенчатым стыкам, соблюдая при этом требования удобства монтажа.

В пятювых частях сеение обычно несколько усиливают для лучшей передачи давления от торца пят балансиру опорных частей. В случае примыкания опорной



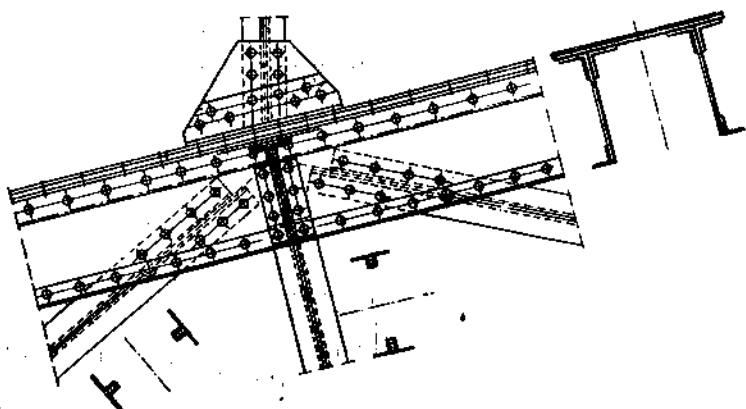
стойки последняя может быть укреплена на арке (фиг. 186) или же поставлена на специальную площадку верхнего балансира пятового шарнира (фиг. 187).

На фиг. 186 и 187 видно также устройство шарнирных опорных частей арочных мостов.

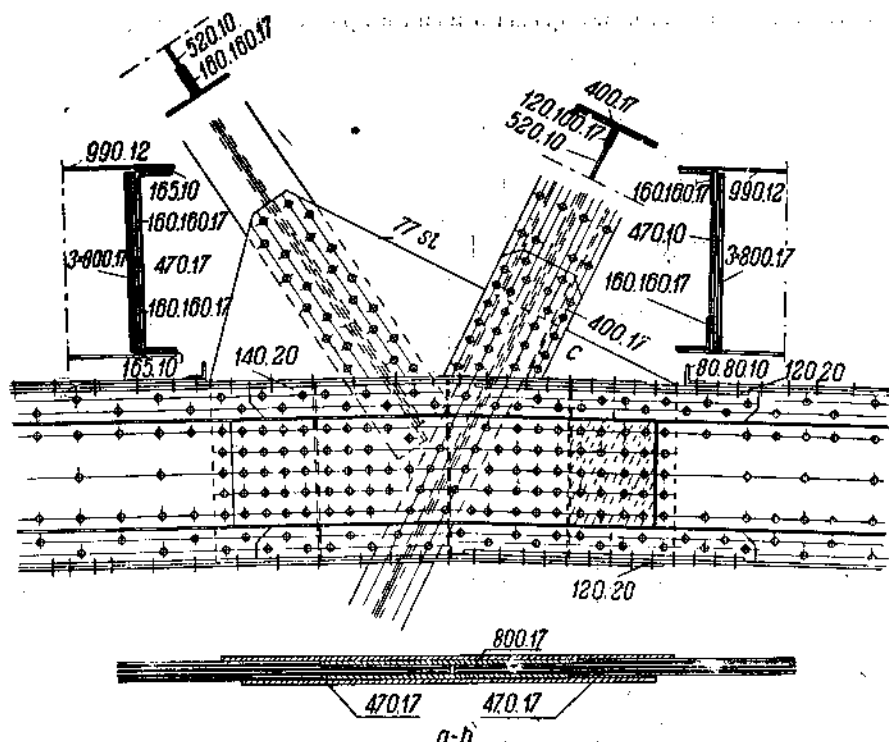
Конструкция сквозных арочных ферм

Особенностью конструкции сквозных арочных ферм являются малая их высота (сравнительно с обычными балочными фермами) и сильная работа поясов при слабой работе решетки. Благодаря легким раскосам сильно упрощается конструкция узлов сквозных арок, малая же панель дает возможность применения простейших систем решетки: обычно раскосной, реже — треугольной. Сечения элементов сквозных арок образуются по типу сечений балочных решетчатых ферм.

Пояса делают одностенчатого или двухстенчатого сечения. Из одностенчатых сечений наиболее употребительны тавровое и двутавровое (фиг. 188, б и в). Двухстенчатые сечения делают двойного швеллерного, Н-об-



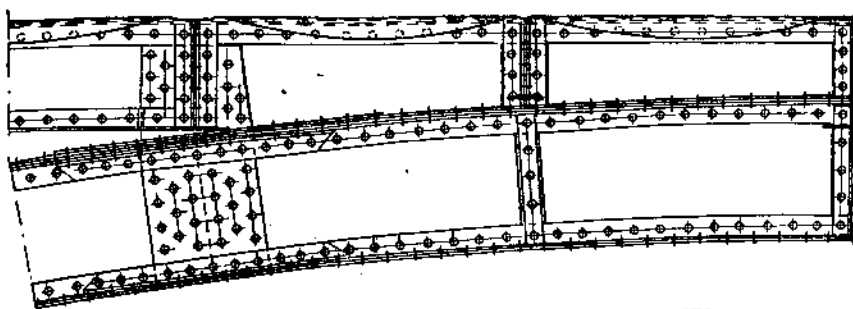
Фиг. 189. Простейший узел сквозной арочной фермы



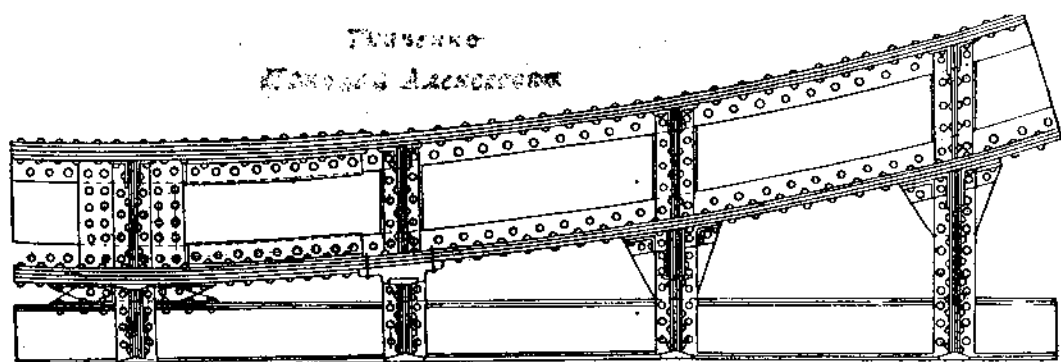
Фиг. 190. Узел тяжелой арочной фермы с ездой по низу

разного или коробчатого типа (фиг. 188, а, г и д). Наиболее рациональны коробчатое и Н-образное сечения, имеющие лист, связывающий обе ветви сжатого пояса.

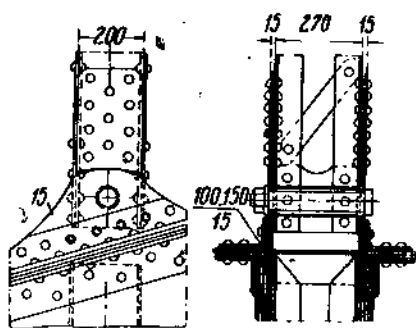
Сечения элементов решетки делают двутавровыми из уголков или швеллеров, или же трубчатыми из листов, уголков или раздвинутых швеллеров (фиг. 134).



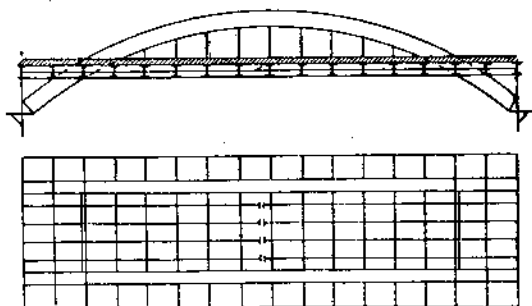
Фиг. 191. Соединение прогона с аркой помощью пставки



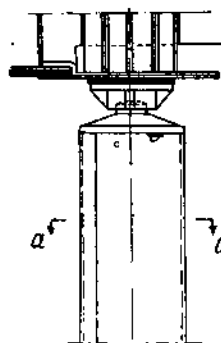
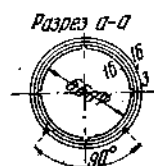
Фиг. 192. Ключевая часть арочного моста с пропуском прогона над аркой



Фиг. 193. Продольно-шарнирное сопряжение надарочной стойки с аркой



Фиг. 195. Устройство поперечного шва в проезжей части арочного моста



Фиг. 194. Сопряжение надарочной стойки с проезжей частью помощью шаровых опорных частей

Прикрепление решетки к поясам в легких сквозных арочных фермах может быть произведено без фасонки, непосредственно приклепкой к вертикальным листам поясов (фиг. 189).

Пример конструкции узла с фасонной накладкой сквозной арочной фермы с ездой по низу приведен на фиг. 190.

Особенности конструкции проезжей части арочных мостов

В арочных мостах с ездой по верху металлическая конструкция проезжей части состоит из балочной клетки и поддерживающих ее надарочных стоек.

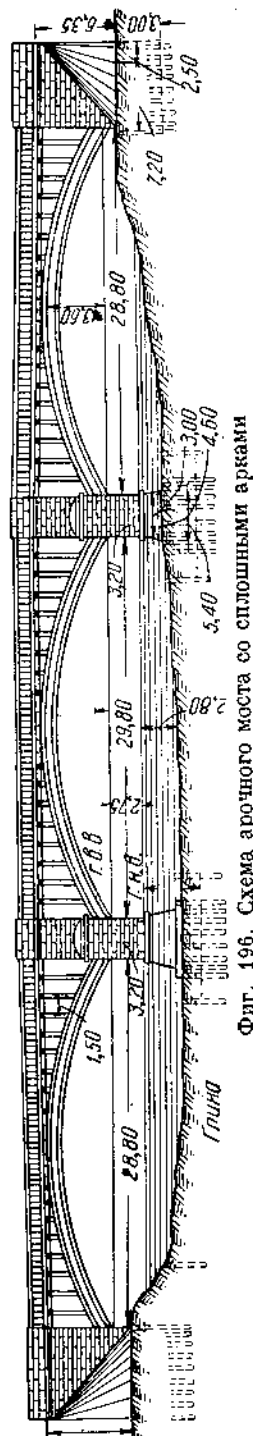
Поддерживая балочную клетку проезжей части, прогоны обеспечивают вместе с тем связь между верхними концами стоек. Крайние прогоны кроме того обычно используются также и как пояса горизонтальных ветровых связей, расположенных в уровне проезжей части.

В замке прогоны или сливаются с арками (фиг. 191), или же проходят непрерывно над ними (фиг. 192). Второй прием упрощает конструкцию проезжей части.

Надарочные стойки, поддерживающие проезжую часть, устраивают крестового, двутаврового или трубчатого (прямоугольного или круглого) сечения.

Соприжение надарочной стойки с аркой, имеющее продольную шарнирность, представлено на фиг. 193. Шарниры в легких арках могут быть устроены листовыми. Шарнирность в обоих направлениях, существующая в широких мостах, обеспечивается опиранием стоек помощью шаровых опорных частей (фиг. 194).

В арочных мостах с ездой по низу проезжая часть поддерживается подвесками, обычно жестко прикрепленными к поперечным балкам и образующими вместе с ними жесткие поперечные рамы. Сечение подвесок обычно делают двутавровым. Прикрепление подвесок к аркам производится непосредственной приклейкой их к вертикальным листам арок или же с помощью фасонных накладок.



Φυσ.

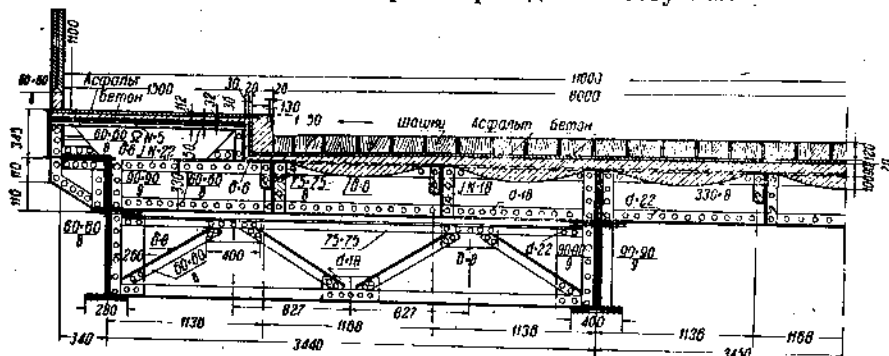
в проезжей части арочных мостов, с пониженной ездой, устраивают поперечные швы (фиг. 195).

Затяжка в арочных мостах может быть свободно пропущена через проезжую часть или жестко связана с ней. Свободный пропуск затяжки осуществляется помощью вырезов в поперечных балках и шарнирного подвешивания к ним затяжки. Такая конструкция несколько сложна, но предохраняет проезжую часть от передачи на нее части распора. Иногда применяют свободное опирание поперечных балок на затяжку, поддерживаемую в этом случае приклепанными к ней подвесками. Присоединение затяжки к опорному узлу не встречает конструктивных трудностей.

Примеры конструкции арочных мостов

Арочный мост со сплошными арками. Пример конструкции простого арочного моста со сплошными арками приведен на фиг. 196—199. Общая схема моста представлена на фиг. 196.

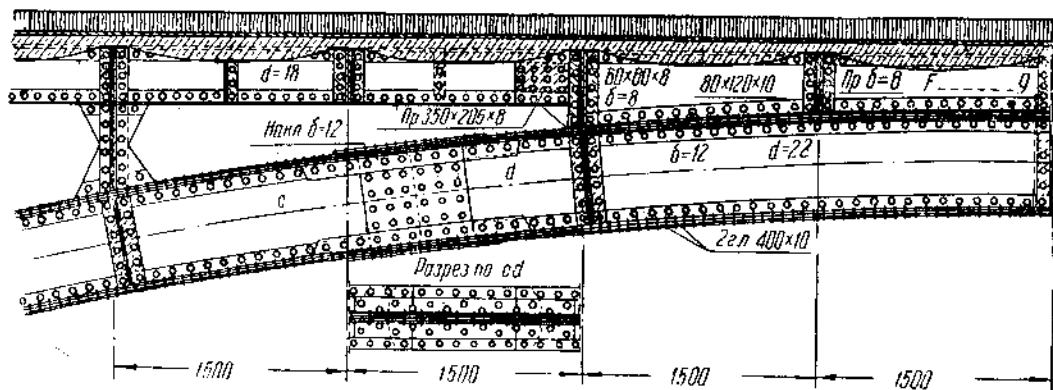
Мост имеет двухшарнирные арки с постоянной высотой, расчетным пролетом 30 м, при стреле подъема 3,6 м. Ширина проезда на мосту 8 м.



Фиг. 197. Поперечное сечение моста, представленного на фиг. 196.

Проезжая часть моста состоит из балочной клетки, поддерживающей настил из лоткового железа, заполненного бетоном, поверх которого на слое асфальта уложена мостовая из деревянных шпалек.

Поперечный разрез пролетного строения в замке представлен на фиг. 197. В этом сечении продольные балки (прогоны) сливаются с арками в одно целое (фиг. 198).



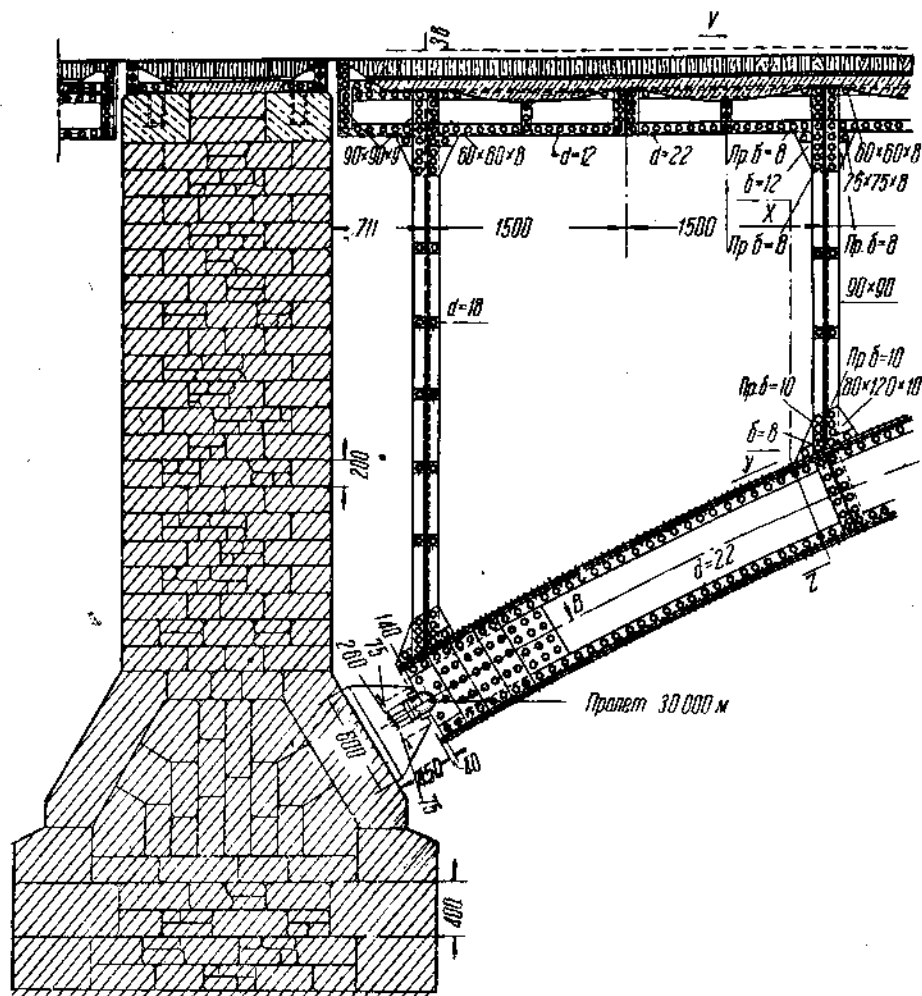
Фиг. 198. Деталь ключевой части арок моста, представленного на фиг. 196

Арки имеют клепаное двутавровое сечение; для обеспечения поперечной жесткости они связаны между собой поперечными решетчатыми распорками. Надарочные стойки жестко прикрепляются к проезжей части и аркам помощью фасонных листов и угольковых коротышей. На фиг. 199 видно сопряжение проезжей части моста с опорой. Прогоны заканчиваются здесь консолями, не опирающимися на бык, во избежание появления дополнительных напряжений при температурных деформациях.

Арочный мост большого пролета. В качестве примера арочного моста большого пролета рассмотрим конструкцию городского моста в Стокгольме, построенного в 1935 г. (фиг. 200—205).

Мост предназначен для автомобильного и трамвайного движения и имеет общую ширину 24 м при ширине проезжей части $2 \times 8,95$ м и тротуарах по 2,5 м.

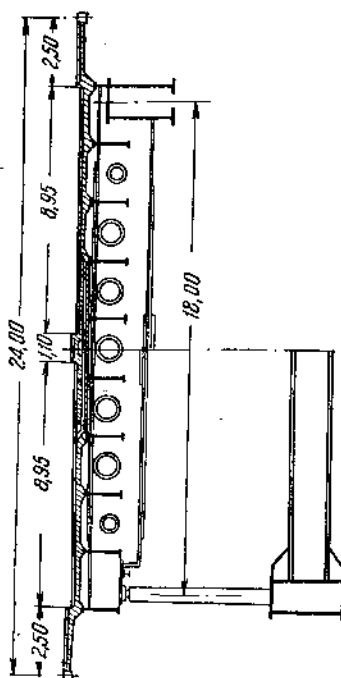
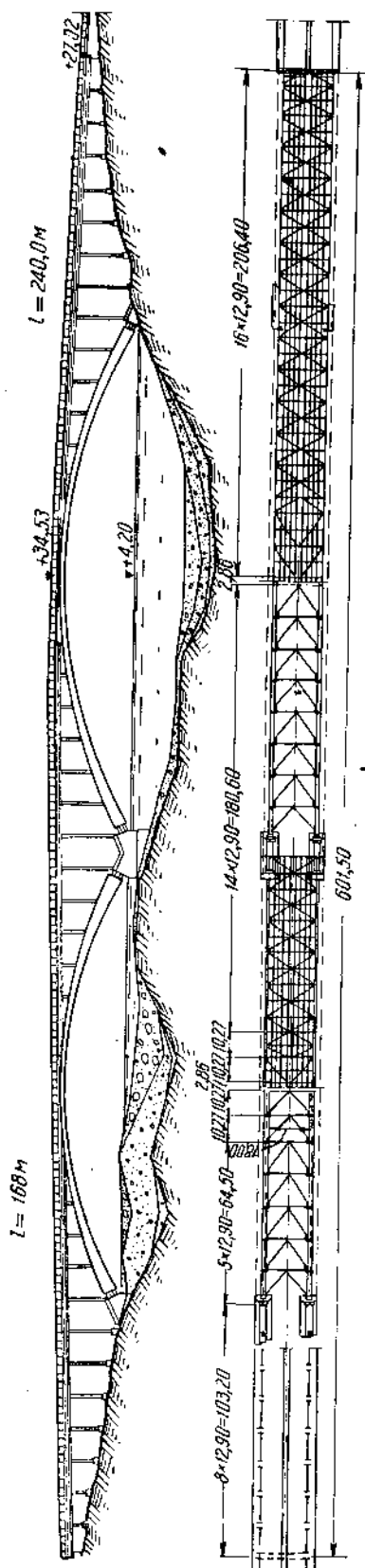
Мост имеет два главных пролета, перекрытых металлическими бесшарнирными арками со сплошной стенкой, расчетными пролетами 168 и 204 м, при стрелах подъема 20,3 и 24,65 м. В каждом пролете имеются по две арки, расположенные



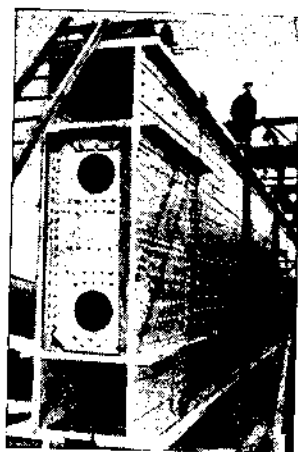
Фиг. 199. Деталь пятовой части арок моста, представленного на фиг. 196

на взаимном расстоянии 18 м. Арки имеют коробчатое сечение (фиг. 201) с толстыми вертикальными стенками и большим развитием горизонтальных пакетов. В большом пролете высота арок в замке составляет 2,5 м, в пятах же—4,6 м. Ширина верхних горизонтальных листов—1,62 м. Расстояние между вертикальными стенками 1,16 м. Поясные уголки имеют размер $200 \times 200 \times 18$ мм. Жесткость сечения арок обеспечена постановкой поперечных и продольных диафрагм. Арки опираются на бетонные опоры помощью двух (с каждой стороны) литых опорных частей.

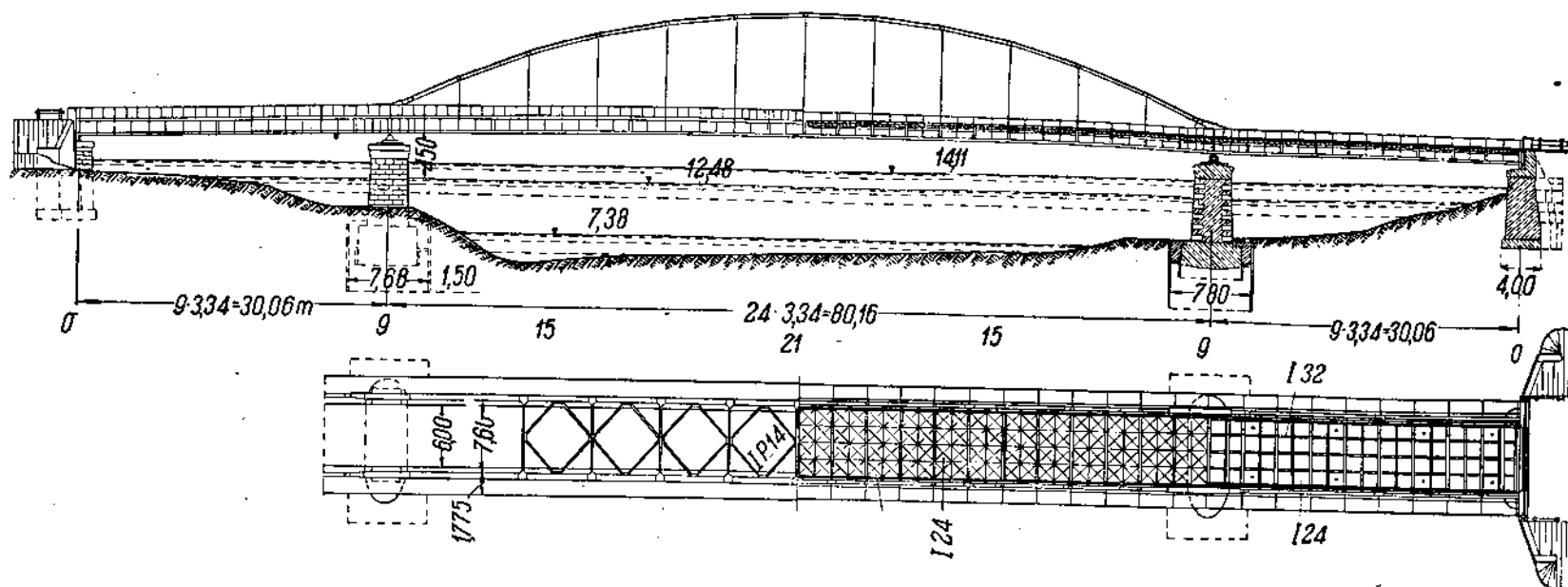
Для обеспечения возможности передачи опорным частям отрицательных реакций, вызываемых заделкой пятовых сечений арок, опорные части снабжены болтами, стягивающими оба балансира. Нижние же балансиры закреплены на устоях помощью солидных тяжей и ростверков.



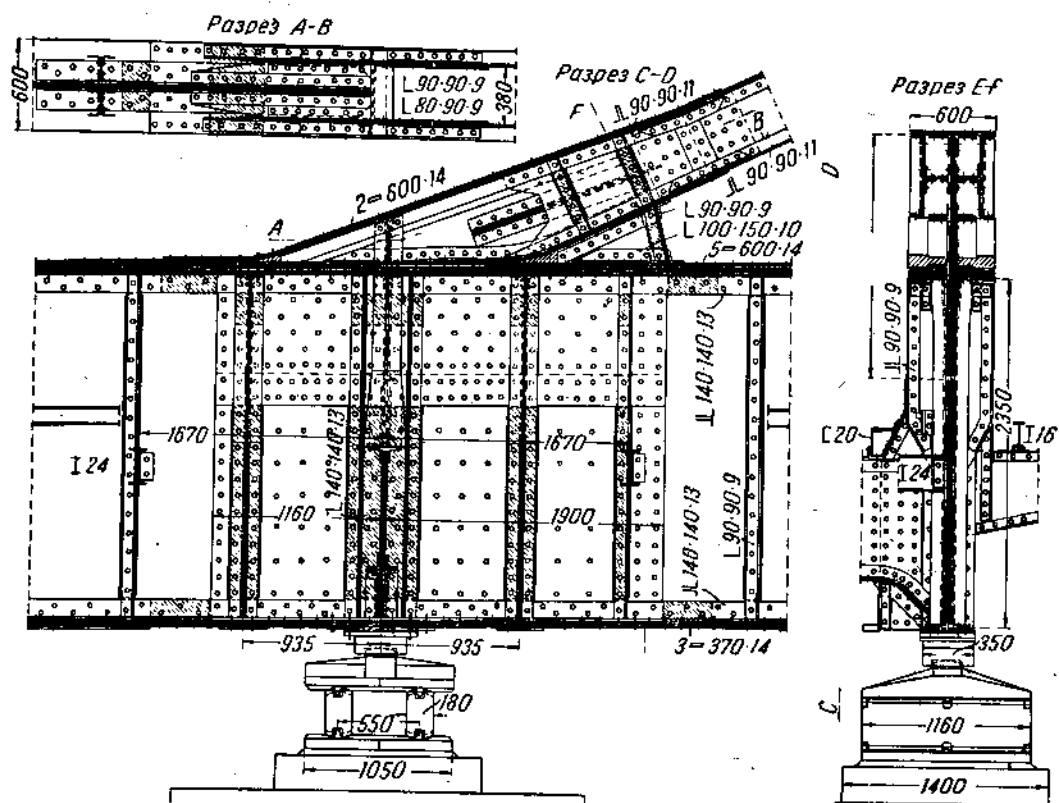
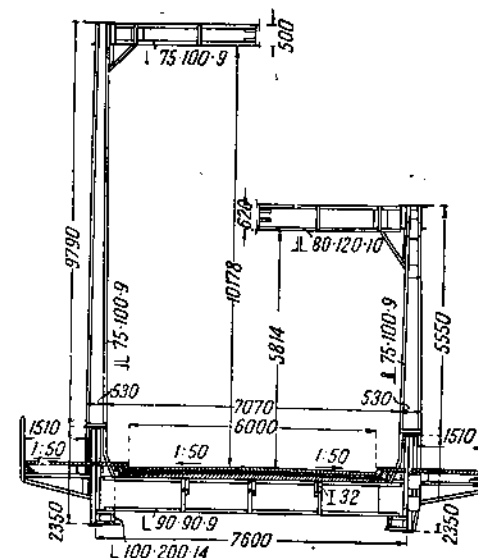
Фиг. 200. Схема арочного моста в Стокгольме



Фиг. 201. Вид пятового торца арки моста, представленного на фиг. 200



Фиг. 206. Схема моста комбинированной системы (мост через р. Везер у Хугбергсена).



Фиг. 207. Деталь сопряжения гибкой арки с балкой жесткости (мост через р. Везер у Хугбергсена).

При сборке в ключе арки был устроен временный шарнир (фиг. 203), обеспечивавший фиксацию здесь положения кривой давления от постоянной нагрузки. После сборки ключевая часть арки заклепывалась. Конструкция ключевой части арки приведена на фиг. 202.

Опорные части снабжены клиньями для точного регулирования их положения.

Проезжая часть моста имеет железобетонную плиту, опирающуюся на десять сварных продольных балок. Продольные балки положены на поперечные балки, расположенные над надарочными стойками и свободно опирающиеся на последние. В ключевой части поперечные балки жестко приклепаны к аркам. Продольные балки проезжей части для более равномерной работы под временной нагрузкой связаны по середине своего пролета специальной распределительной поперечной балочкой.

Для пропуска трубопроводов все поперечные балки имеют отверстия, окаймленные приваренными листами.

Крайние продольные балки примыкают в замке к аркам и свободно опираются на них помощью балансирующих опорных частей.

Арки связаны между собой продольными ветровыми связями полураскосной системы, расположенными по середине высоты сечения арок (фиг. 200).

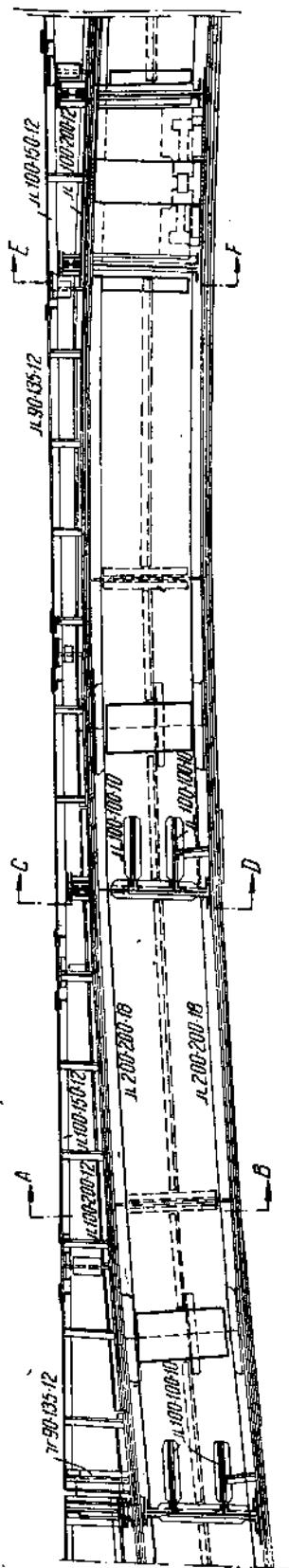
Надарочные стойки круглого трубчатого сечения, составленного из свернутых в трубку листов толщиной 16 мм, устроены качающегося типа с шаровыми шарнирами на обоих концах. Устройством качающихся стоек предотвращается возможность появления дополнительных напряжений в надарочной части моста от температурных деформаций, односторонних нагрузок пролетного строения и др.

Поперечные связи в надарочной части и какие-либо связи в проезжей части отсутствуют. При качающихся надарочных стойках обеспечение поперечной жесткости моста в уровне проезжей части лишь за счет железобетонной плиты является довольно смелым решением.

Изготовленные на заводе части конструкции длиной до 13 м и весом до 55 т были доставлены к месту постройки и собраны в виде полуарок на берегу на постоянных подмостях (фиг. 204). Готовые полуарки сдвигались на подмости, устроенные на пловучем доке, и доставлялись на место установки. Для подъема полуарок до проектного положения служила металлическая вышка (фиг. 205), основанная на сваях.

Комбинированный арочный мост. Пример конструкции комбинированного арочного моста приведен на фиг. 206 и 207 (см. вклейку). Мост построен взамен ранее существовавшего моста на старых его опорах. В связи с этим осадка опор была мало вероятна и схема нового моста принята в виде неразрезной балки сплошного сечения, средний пролет которой усилен гибкой аркой.

Крайние пролеты моста по 30,06 м; средний пролет 80,16 м; стрела гибкой арки 10 м. Ширина проезда



Фиг. 202. Конструкция арки в ключе моста, представленного на фиг. 200

на мосту 6,0 м; тротуары по 1,51 м. Балка жесткости клепаного двутаврового сечения имеет постоянную высоту 2,35 м по всей длине моста.

Вследствие совместного действия на балку жесткости моментов и продольной силы сечения ее устроены несимметричными за счет различного количества горизонтальных листов в верхнем и нижнем поясах. У опор сечение балки жесткости усилено добавочными вертикальными и горизонтальными листами.

Арка имеет двухстенчатое коробчатое сечение высотой около 0,5 м. В месте примыкания к балке жесткости арка переходит в мощное одностенчатое сечение (фиг. 207).

Особенностью конструкции этого узла является применение клиновидных вкладышей, заполняющих острые углы сопряжений.

Арки и балки жесткости моста выполнены из St 52; остальные части из St 37.

Проезжая часть моста имеет лотковый настил, поддерживаемый балочной клеткой. Поперечные балки жестко прикрепляются к балке жесткости и расположены на расстоянии 3,34 м одна от другой. Продольные балки имеют швы в четвертях пролета, предохраняющие их от восприятия на себя части распора. Подвески двутаврового сечения из четырех уголков и листа имеют панель 6,68 м. Вверху подвески входят внутрь сечения арки, внизу же охватывают балку жесткости и жестко связываются с поперечной балкой.

Арки связаны поверху ромбическими связями. Роль нижних связей выполняет заполненный бетоном лотковый настил проезжей части.

Сборка моста производилась на вспомогательных опорах с помощью деррик-крана.

Вес арочных мостов

Теоретический вес арочных мостов может быть приближенно выражен формулами, аналогичными выведен-

Фиг. 203. Временный шарнир в ключе моста, представленного на фиг. 200

ными нами выше для балочных мостов. Характеристики веса a и b для арочных мостов могут быть ориентировочно приняты по данным проф. Стрелецкого (фиг. 208) в функции основных геометрических размеров: подъема арок $\frac{f}{l}$ и относительной высоты арок $\frac{h}{l}$.

Определение веса арочных мостов может быть приближенно произведено также по эмпирическим формулам Бертингера, основанных на германских данных.

Вес металла арочных ферм на 1 м² площади проезжей части моста: для распорных арочных ферм:

$$g_{\phi} = \frac{l}{f}(15 + 0,002 l^2) \text{ кг/м}^2;$$

для арок с затяжкой:

$$g_{\phi} = 100 + 2l + 0,01 l \text{ кг/м}^2;$$

для арок с балкой жесткости пролетом от 30 до 60 м:

$$g_{\phi} = 40 + 2,8l \text{ кг/м}^2.$$

§ 14. Расчет арочных мостов

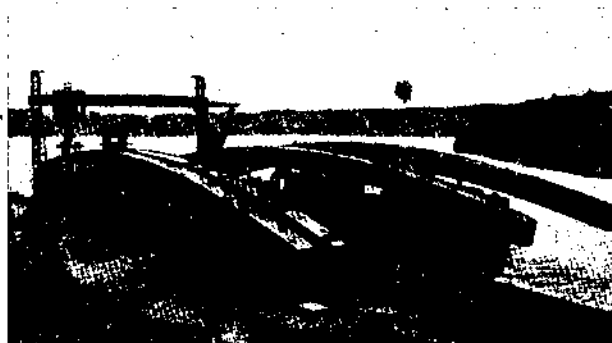
Усилия в арочных фермах, отнесенные к оси арки, при расположении нит на одном уровне, определяются обычными формулами статики сооружений:

$$M_x = M_0 - Hy, \quad (1)$$

$$N_x = H \cos \alpha + Q_0 \sin \alpha, \quad (2)$$

$$Q_x = Q_0 \cos \alpha - H \sin \alpha, \quad (3)$$

где: M_x , N_x и Q_x — момент, нормальная и поперечная силы в сечении арки;
 M_0 и Q_0 — момент и поперечная сила в балке пролетом l , рассматриваемой при



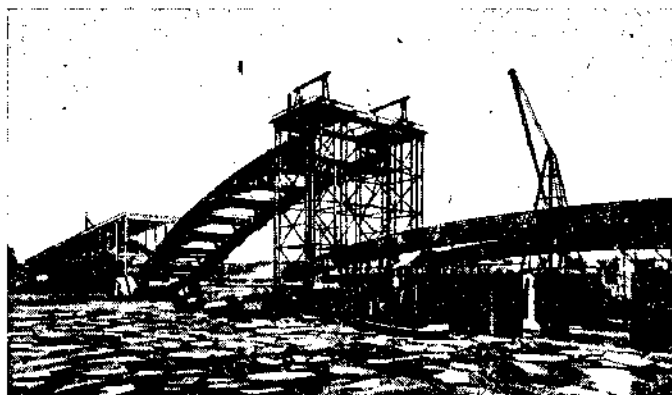
Фиг. 204. Сборка полуарок на берегу (мост, представленный на фиг. 200)

двух- и трехшарнирных арках как простая разрезная балка, а для бесшарнирной арки — как балка, защемленная концами;

H — распор арки;

y и α — ордината и угол наклона рассматриваемого сечения.

Из выражения (1) следует, что изгибающие моменты в арке зависят от



Фиг. 205. Подъемка полуарок с помощью вышки (мост, представленный на фиг. 200)

очертания ее оси (величины y) и при рациональном ее подборе могут быть доведены до минимума. В трехшарнирных арках величина распора определяется формулой:

$$H_g = \frac{M_{l,2}^0}{f},$$

где: $M_{l,2}^0$ — балочный момент в середине пролета,

f — стрелка арки.

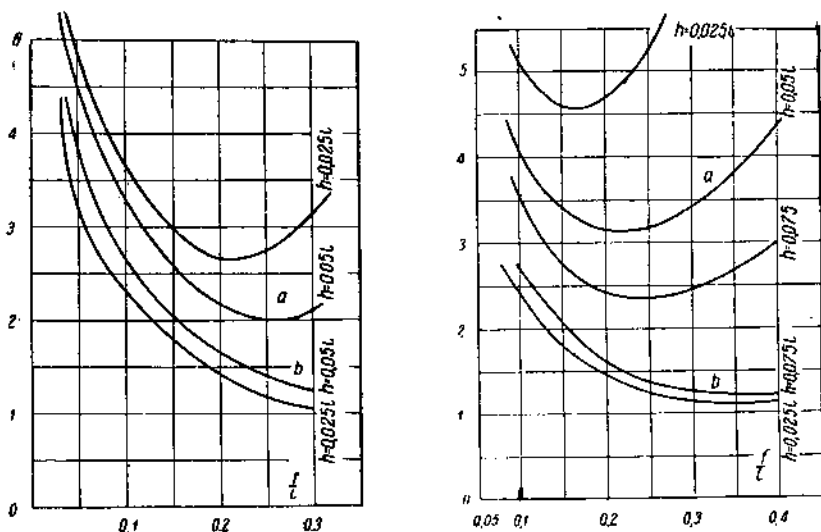
От сосредоточенного груза P , расположенного на расстоянии a от левой опоры

$$H_P = \frac{P \cdot a}{2f}.$$

В статически неопределимых двухшарнирных арках распор от вертикальной нагрузки определяется выражением:
при сплошных арках:

$$H = \frac{\int_0^l \frac{M_{ey}}{EJ} ds}{\int_0^l \frac{y^2}{EJ} ds + \int_0^l \frac{\cos^2 \alpha}{E\omega} ds}, \quad (4)$$

где: M — балочный момент в сечениях арки от внешней нагрузки,
 J — момент инерции сечений арки,
 ω — площадь сечений арки.



Фиг. 208. Характеристики веса арочных ферм с параллельными и серповидно очерченными поясами

При сквозных арках:

$$H = \frac{\sum \frac{S_0 S_n}{E\omega} \cdot s}{\sum \frac{S_n^2}{E\omega} s}, \quad (5)$$

где: S_0 — усилия в стержнях статически определенной системы от внешней нагрузки,

S_n — усилия от единичной загрузки $H = 1$,

s — длины стержней фермы.

Распор от изменения температуры в том и другом случае составляет:

$$H_t = \frac{\alpha t l}{\delta_n},$$

где: α — коэффициент температурного удлинения,

t — изменения температуры,

l — пролет,

δ_n — выражение знаменателя в формулах (4) и (5).

В арках с затяжкой распор может быть определен теми же формулами (4) и (5) при условии введения в знаменатель дополнительного члена $\frac{l}{E\omega_2}$ (где ω_2 — площадь сечения затяжки), учитывающего удлинение затяжки под действием единичного нагружения.

Вычисление распора по приведенным формулам удобно производить, пользуясь упругими грузами.

При параболических арках с постоянным сечением распор может быть выражен следующей формулой:

$$H = \frac{\frac{5}{8} \frac{l}{f} \left[\left(\frac{a}{l} \right)^4 - 2 \left(\frac{a}{l} \right)^3 + \left(\frac{a}{l} \right) \right]}{1 + \frac{15}{8} \frac{J}{f^2 \omega}} P;$$

$$H_t = \frac{15 EJ}{8 f^2} \cdot \frac{\alpha t l}{1 + \frac{15 J}{8 f^2 \omega}};$$

где a — расстояние груза от левой опоры.

При наличии затяжки эти формулы принимают вид:

$$H = \frac{\frac{5}{8} \frac{l}{f} \left[\left(\frac{a}{l} \right)^4 - 2 \left(\frac{a}{l} \right)^3 + \left(\frac{a}{l} \right) \right]}{1 + \frac{15}{8 f^2} \left(\frac{J}{\omega} + \frac{J}{\omega_2} \right)} P;$$

$$H_t = \frac{15 EJ}{8 f^2} \cdot \frac{\alpha t l}{1 + \frac{15}{8 f^2} \left(\frac{J}{\omega} + \frac{J}{\omega_2} \right)}.$$

Зная распор, можно, пользуясь формулами (1), (2) и (3), легко построить линии влияния всех усилий в сечениях арки.

В сплошных арках напряжения вызываются нормальными силами и моментами. Для выявления наибольших напряжений от совместного действия продольной силы и момента следует пользоваться моментами относительно ядровых точек сечений арок.

Ядровые моменты находятся по формулам (фиг. 209):

$$M_e = M_e^0 - H y_e, \quad (6)$$

$$M_n = M_n^0 - H y_n, \quad (6')$$

где: M_e и M_n — ядровые моменты относительно верхней и нижней границ ядра сечения,

M_e^0 и M_n^0 — балочные моменты относительно тех же точек,

y_e и y_n — расстояния от силы H до границ ядра сечения.

Если обозначить через W_e и W_n моменты сопротивления сечения для верхней и нижней точек сечения и через ω — площадь сечения, то положения ядровых (фиг. 209) точек будут определяться величинами:

$$k_e = \frac{W_n}{\omega}; \quad k_n = \frac{W_e}{\omega} \quad (7)$$

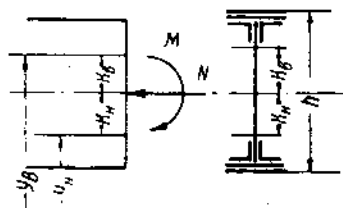
и величины y_e и y_n легко могут быть найдены геометрическим путем.

Нормальные напряжения в сплошных арках определяются по формулам: при осевых моментах:

$$\sigma = \frac{N}{\omega} + \frac{M_z}{J_{netto}}; \quad (8)$$

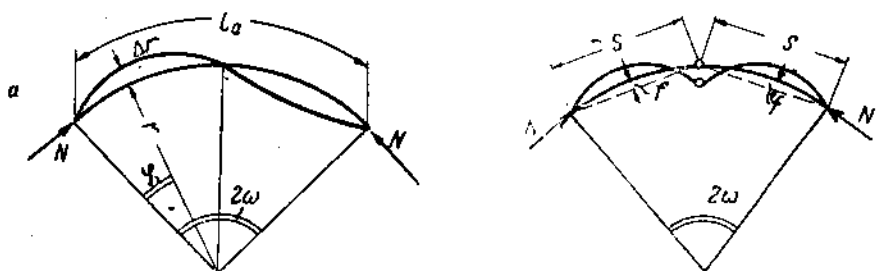
при ядровых:

$$\sigma_e = \frac{M_e}{W_e}; \quad \sigma_n = \frac{M_n}{W_n}; \quad (9)$$



Фиг. 209. К расчету арок по ядровым моментам

где: ω — расчетная площадь сечения, равная или ω_{netto} , или ω_{brutto} ,
 J_{netto} — момент инерции сечения с учетом ослабления,
 z — расстояние от центра сечения до крайних волокон его.



Фиг. 210. Схемы деформаций двухшарнирной (а) и трехшарнирной (б) арок при продольном изгибе

Коэффициент продольного изгиба φ определяется по приведенной длине арки l при выпучивании в плоскости арки.

Для двухшарнирных арок (фиг. 210, а)

$$l = \frac{l_a}{2 \sqrt{1 - \left(\frac{l_a}{2r}\right)^2}} \approx \frac{l_a}{2},$$

где: l_a — длина оси арки,

r — радиус ее кривизны.

Для трехшарнирных арок (фиг. 210, б)

$$l = \frac{s}{\sqrt{6}} \cdot \sqrt{1 - 14 \left(\frac{f}{s}\right)^2} \approx 1,28 \left[1 + 7 \left(\frac{f}{s}\right)^2 \right] s,$$

где s и f — длина и стрелка каждой полуарки.

В решетчатых арочных фермах напряжения в элементах определяются теми же методами, как и в сквозных балочных фермах.

Глава IV

ВИСЯЧИЕ МОСТЫ

§ 15. Общие сведения

Точно так же как и арочные, висячие мосты являются распорными системами, поэтому и более легкими сравнительно с балочными мостами.

Так как основные несущие элементы висячего моста (цепь, кабели, ванты) работают на растяжение, они всегда устойчивы и могут выполняться минимального сечения из материала высокого качества. В современных висячих мостах широко применяются проволоочные кабели и канаты из высококачественной стали. Благодаря высокому допускаемому напряжению в таких канатах (3000—4000 кг/см² и более) вес висячих мостов получается минимальным, и с помощью висячих систем удастся легко перекрывать очень большие пролеты. Применение висячих систем для автодорожных мостов целесообразно в тех случаях, когда по местным условиям необходимо перекрытие очень большого пролета, а также в случаях, когда местные условия не допускают устройства подмостей для сборки моста, как, например, в гористых местностях, при переходе рек с быстрым течением и т. п. Кроме того висячие мосты благодаря легкости отдельных элементов и удобству их транспортировки легко могут быть применены на пионерных дорогах в отдаленных местностях.

Недостатком висячих мостов являются несколько меньшая их жесткость по сравнению с другими системами и восприимчивость их к нарастанию интенсивных колебаний под действием ритмической нагрузки (например толпа, идущая в ногу).

Различные системы висячих мостов могут быть разделены на следующие основные типы:

1) простые системы — гибкие или жесткие, конструкция которых состоит из висячих ферм, поддерживающих проезжую часть;

2) комбинированные системы, несущая конструкция которых состоит из висячих систем, усиленных балками или арками.

§ 16. Гибкие висячие мосты

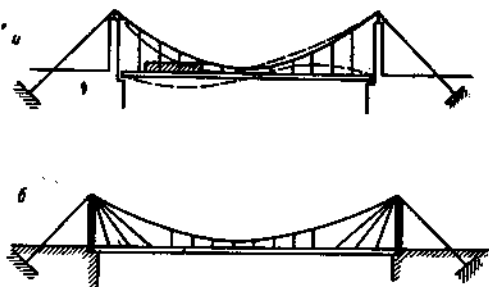
Основные схемы

Простейшим типом висячей фермы является цепь или кабель, перекинутые через установленные на берегах башни (пилоны) и закрепленные своими концами в грунте. К цепи (кабелю) помощью подвесок привешивается проезжая часть моста (фиг. 211, а).

Такая система обладает малой жесткостью вследствие того, что при движении по мосту нагрузки цепь меняет свою геометрическую форму, вызывая большие прогибы пролетного строения. Величина прогибов увеличивается с возрастанием отношения величины временной нагрузки к постоянной. Поэтому гибкие висячие мосты могут быть применены лишь при легкой временной нагрузке.

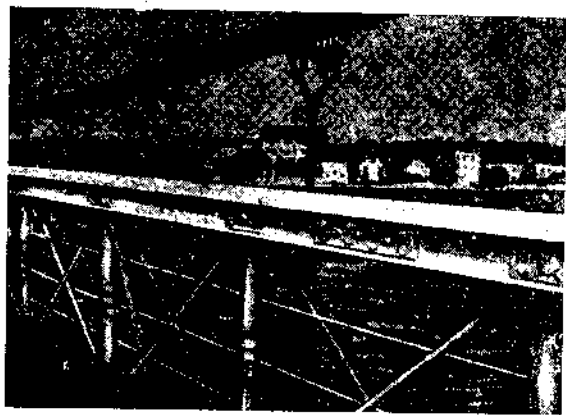
Для уменьшения прогибов гибких висячих мостов применяют различные меры.

Простейшей является увеличение постоянной нагрузки моста путем применения тяжелой проезжей части. Для уменьшения прогибов вблизи четвертей пролета, где при загрузке полупролета в висячих мостах возникают значительные прогибы,



Фиг. 211. Схемы простейшего гибкого висячего моста и гибкого моста с дополнительными вантами в крайних панелях

устраивают дополнительные наклонные оттяжки (ванты), идущие прямо от верха пилонов и поддерживающие ближайшие к опорам панели проезжей части (фиг. 211, б). Рациональной мерой, увеличивающей жесткость висячего моста, является также устройство в уровне проезжей части продольной балки или фермочки. В этом случае система по существу превращается уже в комбинированную. Однако, если жесткость продольных балок настолько мала, что роль ее сводится главным образом к распределению действия сосредоточенных нагрузок и выравниванию возникающих деформаций кабеля (цепи), система эта по расчетным условиям приближается к гибкой.

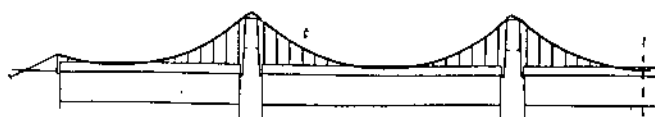


Фиг. 212. Использование перильной конструкции в качестве фермы жесткости (мост через р. Луару в Анже)

В легких висячих мостах в качестве фермы жесткости часто используют перильную конструкцию (фиг. 212). Особенно большие перегибы жесткости получают в многопролетных висячих мостах (фиг. 213) с кабелем (цепью), свободно перекинутым через пилоны. При загрузке одного из пролетов такого моста прогибы его увеличиваются за счет отрицательных прогибов соседних пролетов. Для увеличения жесткости таких мостов це-

лесообразно закрепление кабеля (цепи) наверху пилонов, вызывающее работу последних на изгиб.

Пилоны гибких висячих мостов выполняют из камня, железобетона или металла и обычно жестко закрепляют нижним концом в устье. Металлические и железобетонные пилоны могут быть устроены качающимися.



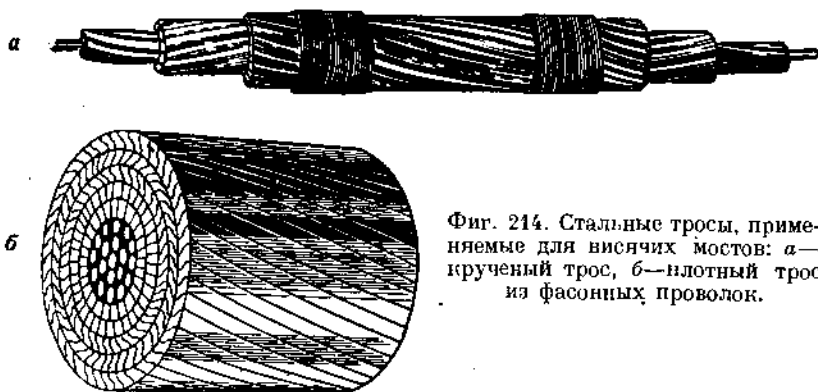
Фиг. 213. Схема многопролетного висячего моста

Для обеспечения горизонтальной жесткости моста в уровне проезжей части устраивают продольные ветровые связи.

Основные размеры. В гибких висячих мостах стрела цепи принимается равной $\frac{1}{8} - \frac{1}{12}$ пролета. Ширина моста зависит от интенсивности движения; из условий достаточной горизонтальной жесткости желательно делать ее не менее $\frac{1}{25}$ пролета. Если балкой жесткости служит перильная конструкция, высоту ее принимают равной около 1,5 м. Вообще же высоту балки жесткости гибких висячих мостов делают равной около $\frac{1}{100} - \frac{1}{120}$ пролета.

Конструкция гибких висячих мостов

Основным элементом конструкции гибких висячих мостов является цепь, выполняемая обычно в виде кабеля, из отдельных канатов (тросов). Каждый трос состоит из нескольких концентрических слоев проволок, навитых в противоположных направлениях на среднюю осевую проволоку (фиг. 214, а). Диаметр проволок составляет 3—6 мм; число слоев обычно не превосходит четырех. Материалом для изготовления проволоки тросов служит тигельная или же обычная мартенов-



Фиг. 214. Стальные тросы, применяемые для висячих мостов: а — крученный трос, б — плотный трос из фасонных проволок.

ская сталь. Временное сопротивление этой стали 120—150 кг/мм² (и даже до 200 кг/мм²), предел упругости 60—70 кг/мм²; относительное удлинение при разрыве 3—5%; модуль упругости $2,1 \times 10^6 - 2,2 \times 10^6$ кг/см²; допускаемое напряжение 35—45 кг/мм². При растяжении троса отдельные спиральные пряди его стремятся распрямиться, поэтому модуль упругости троса по отношению к действительной его площади составляет от $1,7 \times 10^6$ до $1,8 \times 10^6$ кг/см². Длина канатов достигает 500—600 м. Рабочая площадь каната $\Omega = 0,591 D^2$, где D — диаметр каната, обычно принимаемый для висячих мостов равным 30—60 мм. Крученные канаты имеют большую поверхность, подвергающуюся коррозии. Мерами против коррозии могут служить: заполнение промежутков между проволоками вязкой массой, состоящей из суриковой замазки или гудрона, окраска кабеля масляной краской; применение оцинкованной проволоки. Для уменьшения поверхности, подверженной коррозии, а также для уменьшения вытяжек могут применяться плотные канаты из проволок фасонного сечения (фиг. 214, б), изготавливаемые в Германии и Франции:

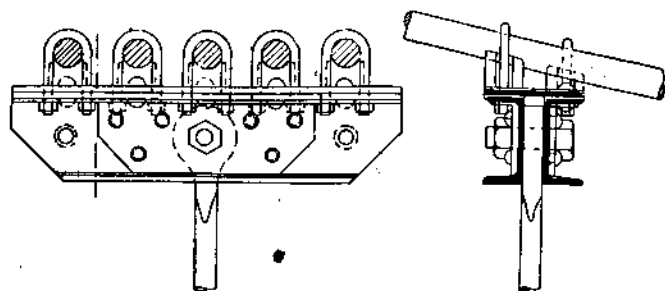
Кабель гибких висячих мостов обычно образуется из нескольких канатов, располагаемых в один горизонтальный ряд:

Подвеска соединяется с канатами помощью приспособлений, равномерно распределяющих усилие от подвески на канаты (фиг. 215).

Кроме горизонтального размещения применяют также устройство кабеля из пучка канатов, стянутых между собой специальными муфтами, к которым прикрепляют подвески (фиг. 216).

Чрезвычайно важно обеспечение равномерного распределения усилий между канатами, образующими кабель. Это достигается регулировкой их натяжения, помощью сравнения провеса канатов, сопоставления натянутасти отдельных канатов по периоду их колебаний или же путем применения специальных экстензометров.

Перевод канатов через пилоны или закрепление их на пилоне производится помощью специальных опорных частей. При жестко зацементированных пилонах канаты могут быть переведены через пилон помощью седлообразных опорных частей, имеющих подвижность, обеспечиваемую катками (фиг. 217; стр. 114). Канаты укладывают в специальные канавки, устраиваемые в отливках опорных частей. В случае устройства качающихся пилонов, обеспечивающих подвижность верхнего конца, канаты

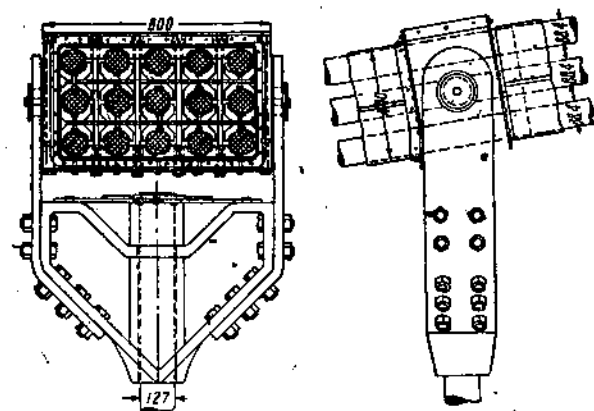


Фиг. 215. Сопряжение подвески с однорядным кабелем помощью жесткой горизонтальной траверсы

могут быть жестко прикреплены к вершине пилона.

К кабельной цепи помощью подвесок подвешивают проезжую часть моста. Подвески устраивают из круглого железа или из канатов.

В поперечном сечении моста подвески могут быть расположены вертикально или наклонно. Устройство наклонных подвесок несколько увеличивает боковую жесткость моста против раскачивания. Однако более радикальной мерой является усиление горизонтальных ветровых связей в уровне проезжей части. Для обеспечения возможности подтяжки подвески, обычно снабжают гайками или винтовыми муфтами.



Фиг. 216. Сопряжение подвески с кабелем из пучка канатов

Конструкция проезжей части гибких висячих мостов обычно весьма примитивна и состоит из подвешенных к подвескам поперечных балок, поддерживающих остальные элементы проезжей части. Поперечные балки легких мостов часто устраивают шпренгельной системы с тягом из канатов (французский тип).

§ 17. Вантовые мосты

Вантовые мосты представляют собой висячую систему, в которой проезжая часть поддерживается геометрически неизменяемой висячей фермой, все элементы которой работают только на растяжение при любом положении временной нагрузки на мосту.

Наличие исключительно растягивающих усилий во всех элементах вантовой фермы обеспечивается действием постоянной нагрузки, вызывающей в элементах фермы растягивающие усилия, превышающие сжимающие усилия, стремящиеся возникнуть в отдельных элементах при расположении временной нагрузки на отрицательных участках соответствующих линий влияния.

Условие это может быть выражено для любого элемента фермы следующим образом:

$$g(\Omega_1 - \Omega_2) = \alpha k \Omega_2, \quad (a)$$

где:

g и k — погонные постоянная и временная нагрузки,
 Ω_1 и Ω_2 — площади положительного и отрицательного участков линии влияния усилия для рассматриваемого элемента,
 α — коэффициент запаса.

Принимая далее обозначения:

$$\text{и} \quad \frac{k}{g} = \beta \frac{\Omega_1}{\Omega_2} = \gamma,$$

получим из формулы (a) следующее выражение, определяющее величину коэффициента запаса в элементе

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{\beta}.$$

Появление сжимающих усилий в каком-либо элементе висячей фермы нарушает ее геометрическую неизменяемость, поэтому величина коэффициента α должна быть больше единицы. Обычно принимают $\alpha \geq 1,5-2,0$.

Благодаря наличию в вантовых фермах одних только растянутых элементов, обеспечивающих геометрическую неизменяемость системы, эти фермы значительно жестче рассмотренных выше висячих систем и для них отпадает необходимость в устройстве балки жесткости.

Проезжая часть в вантовых фермах служит только для восприятия давлений от временной нагрузки.

и передачи их помощью подвесок на узлы вантовой фермы. В плоскости проезжей части устраивают продольные ветровые связи, обеспечивающие горизонтальную жесткость пролетного строения.

Вантовые фермы передают свои опорные реакции пилонам и оттяжкам, закрепленным в грунте.

Опираие вантовой фермы наверху жестко зашцеиленных пилонов устpaивается подвижным. При качающихся пилонах, обеспечивающих необходимую подвижность опорных точек вантовой фермы, закрепление последней на пилонах делается неподвижным.

Основные преимущества висячих мостов — малый вес, легкость транспортировки, возможность навесной сборки — особенно ярко выражаются в вантовых фермах. Поэтому они являются весьма рациональным, а часто и незаменимым решением при постройке мостов в горных условиях или на пионерных дорогах.

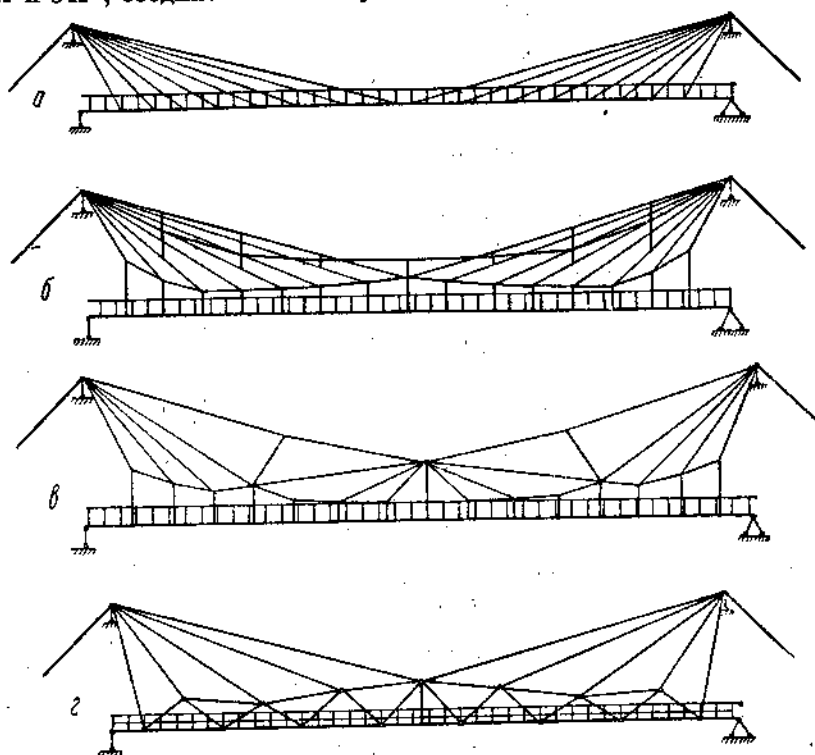
Основные системы вантовых ферм

Основные системы вантовых ферм, применяемых для автодорожных мостов, приведены на фиг. 218.

Простейшим типом вантовой фермы является так называемая лучевая система (фиг. 218, а), состоящая из наклонных вант, спускающихся с пилона и поддерживающих горизонтальную балку; последняя воспринимает на себя горизонтальные слагающие усилия вант.

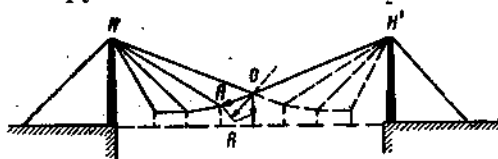
Недостатками этой системы являются необеспеченность запасов на растяжение в средних лучах и наличие длинных элементов, дающих провисание.

Наиболее распространенным типом вантовых ферм является система Жискляра (фиг. 218,б), весьма часто применяемая во Франции. Сущность схемы ферм Жискляра заключается в следующем (фиг. 219). Прикрепим к вершинам пилонов два каната $ОН$ и $ОН'$, соединенных между собой в точке O . Далее присоединим к ним



Фиг. 218. Основные системы вантовых ферм

еще пару канатов $НА$ и $АО$. Если направление вновь прикрепленного элемента $АО$ проходит внутри угла $НОН'$, то при действии груза в точке A все поставленные канаты будут растянуты. Если же учесть одновременное действие некоторого груза в узле O , то положение каната $АО$ может быть сделано и положе элемента $ОН'$ (фиг. 219), при условии, чтобы равнодействующая R силы, приложенной в узле O , и натяжения в элементе $АО$ проходила внутри угла $НОН'$. Присоединяя таким образом последовательные пары канатов, получим висячую ферму, статически определимую и неизменяемую, все элементы которой будут работать на растяжение.



Фиг. 219. Схема фермы Жискляра

Фермы Жискляра имеют достаточные запасы по растяжению в элементах, но недостатком их является наличие длинных наклонных вант, дающих провисание от собственного веса. Это провисание вредно отражается на работе ферм, так как при действии нагрузки провисший канат вступает в работу не сразу, а только после того, как он натянется. Для уменьшения провеса ванты могут быть подвешены к специальному кабелю (кабель Ордиша, фиг. 218,б), не являющемуся рабочим, а лишь поддерживающему длинные ванты.

Наличие длинных вант можно избежать применением видоизмененной системы Жискляра (фиг. 218,в), предложенной проф. И. М. Рабиновичем и примененной инж. Е. И. Крыльцовым на мосту через р. Магану на Верхне-Сванетской дороге. Эта система, обладая достаточными запасами на растяжение, имеет значительно более короткие элементы, подразделенные в четверти пролета шарниром, и подвеской, дающей перелом верхнему лучу.

Фиг. 220. Основные размеры вантовых ферм

определяет величину прогиба моста Δf , а потому должен быть увязан с требованиями, предъявляемыми к вертикальной жесткости моста.

Прогиб вантовой фермы в середине пролета может быть выражен формулой (Фиг. 220):

$$\Delta f = \frac{1}{E} \left(\frac{n_1 s_1}{\sin \alpha} + \frac{n_2 s_2 \operatorname{ctg} \alpha}{\cos \varphi} \right),$$

где:

s_1 — длина основного ванта;

n_1 —напряжение в нем;

 s_2 — длина оттяжки;

p_2 — напряжение в ней;

α и φ — углы наклона основного ванта и оттяжки к горизонту.

Относительный прогиб

$$\frac{\Delta f}{f} = \frac{1}{Ef} \left(\frac{n_1 s_1}{2 \cos \alpha} + \frac{n_2 s_2}{2 \cos \psi} \right).$$

Таким образом, жесткость моста зависит от углов наклона α и φ и величины стрелы f .

Практически достаточно обеспечение жесткости вантовых мостов, при которой под временной нагрузкой отношение прогиба к пролету

$$\frac{\Delta f}{f} = \frac{1}{350} - \frac{1}{400}.$$

Величина стрелы вантовых ферм обычно составляет $f = (1/8 - 1/6) l$.

Назначение очертания и размеров элементов вантовых ферм обычно производят подбором, следя за обеспечением необходимых запасов на растяжение.

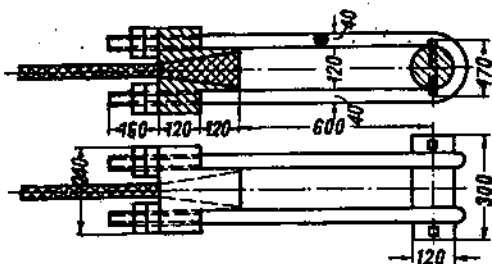
Конструкция вантовых ферм

Элементы вантовых ферм составляют из ряда стальных канатов, соединяемых между собой в узлах шарнирно. Каждый канат своим концом закрепляется в специальной металлической отливке-бобынке, имеющей конусообразное отверстие, в которое вводят расслетенный конец каната и заливают расплавленным свинцом, баббитом или другим сплавом (фиг. 224).

Бобышка имеет проушины, в которые проходят концы изогнутого в виде серьги круглого стержня; концы этой серьги закрепляют на бобышке гайками или контргайками. Серьги всех элементов, сходящихся в узле, надевают на общий центральный болт (фиг. 222) или же прикрепляют к металлической фасонке (фиг. 223).

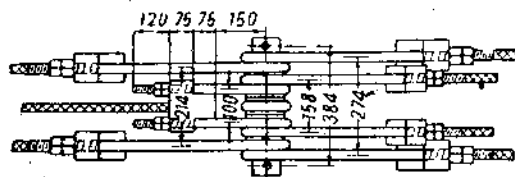
Канаты, сопрягающиеся в узле, должны примыкать к узлу симметрично в плане, чтобы обеспечить устойчивость узлового болта в пространстве. При этом желательно, чтобы наиболее ответственные канаты располагались возможно ближе к середине болта.

Для совместной работы канатов, входящих в состав одного ванта, они должны быть одинаково натянуты, что достигается подтяжкой гаек у бобышек.



Фиг. 221. Закрепление конца каната в бо-
бышке

Приближенно логонный вес вантовых ферм с подвесками может быть выражен формулой инж. Е. И. Крылова:

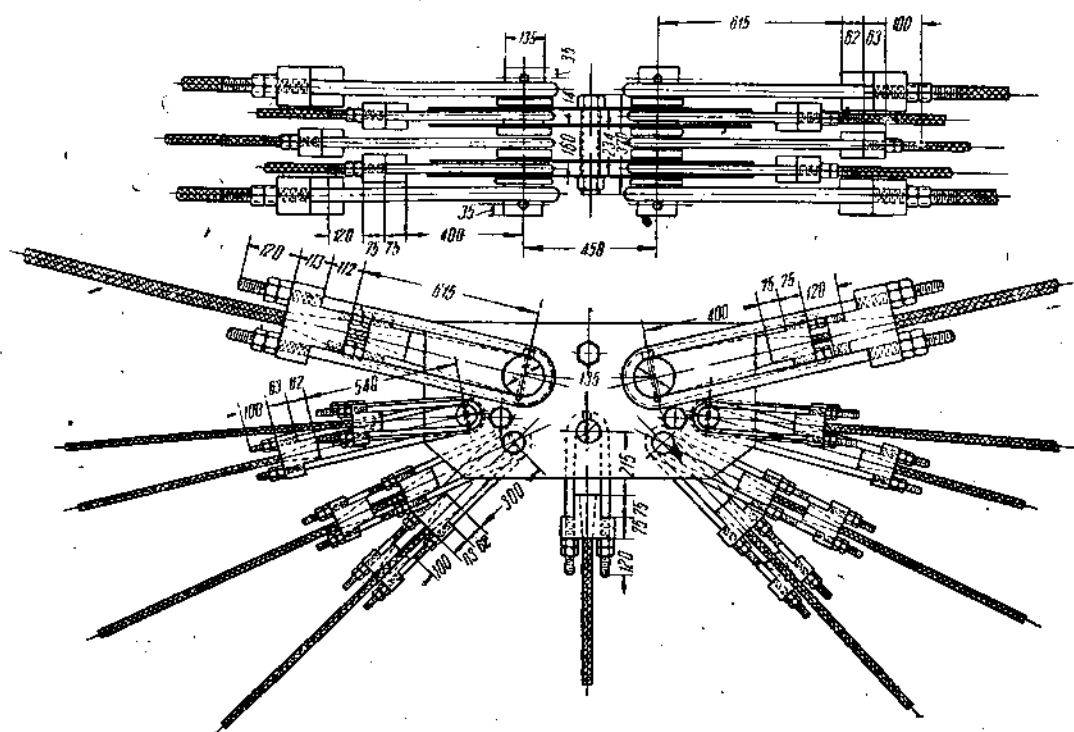


7250
? 6500
5500
? 150x50x6
30
19 100x65x10
40 200
18 1450
300 385 40
600 250 140
160 120
Стык в полдерева в плите на всех подопечных
Ø40 мм общая длина кабеля
l-6515

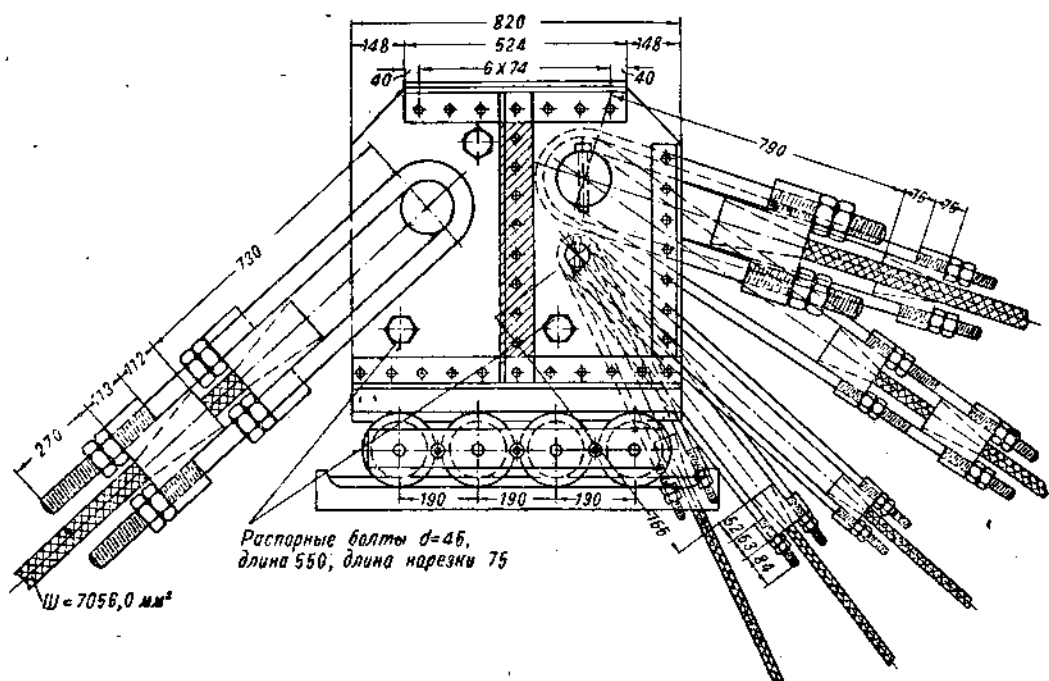
Примечание
под опорными кардаками
устраивают чехлы из
листового ж.б.в - 3%ж

24650
900
750
150
040
180
030
под ферменкой
08-13-030 м
из бетона марки 2
распорка ж.б.
Марки 2
16055
8000
3000
2500
228.50
отметка потолка
у пилоны
2550
18872452
18872452
188722105
188722105
27045 от осей
27045
3400
3400
100
200
750

117



Фиг. 223. Узел вантовой фермы с металлической фасонкой

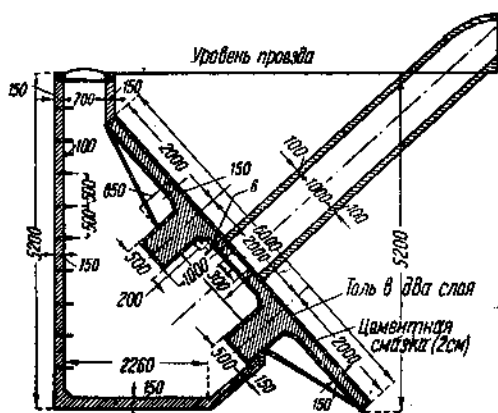


Фиг. 224. Конструкция опорного узла вантовой фермы на пилоне

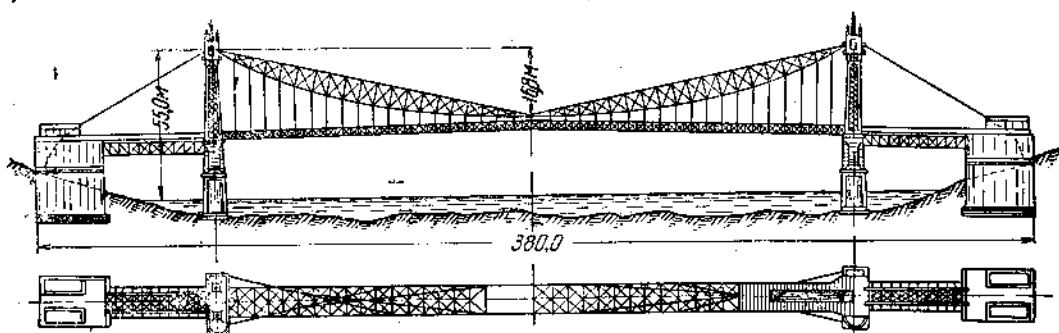
где: $\operatorname{ctg} \alpha = \frac{l}{2f}$,

Наименьший вес вантовых ферм получается при отношении стрелы к пролету около $1/2$.

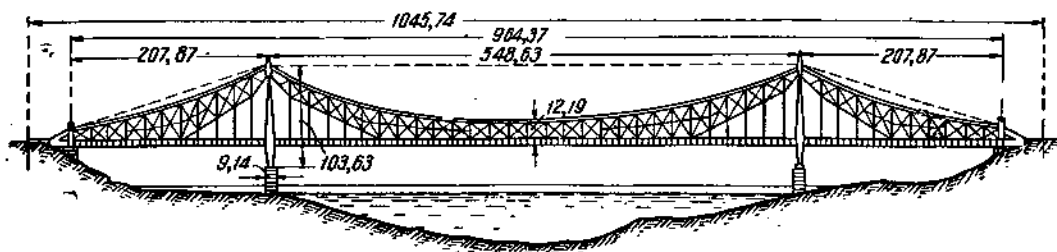
Стоимость тонны канатов в деле, по данным иностранной практики, превышает в 2—3 раза стоимость тонны конструкции из литого металла.



Фиг. 227. Закрепление оттяжки вантового моста в грунте



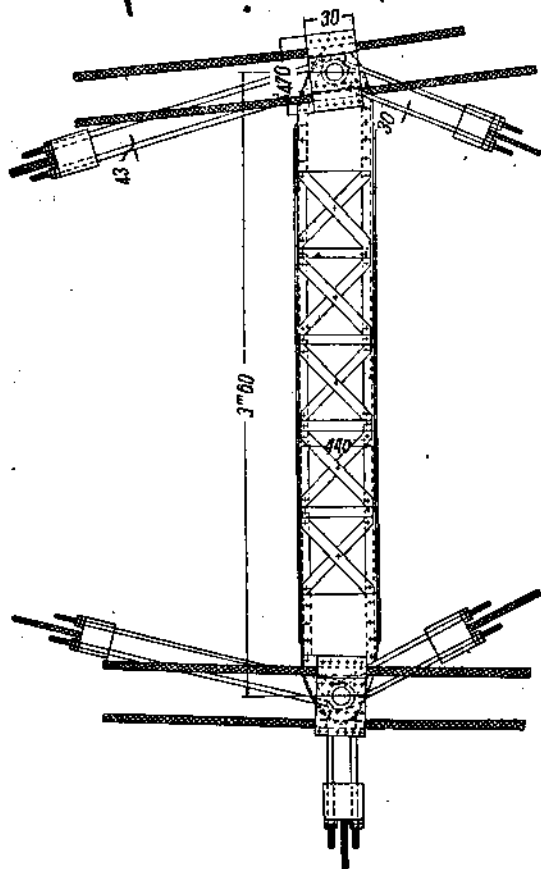
Фиг. 228. Мост с жесткой висячей фермой серповидного очертания



Фиг. 229. Мост с жесткой висячей фермой

§ 18. Жесткие висячие фермы

Так называемые жесткие висячие фермы по существу своему являются разновидностью вантовой фермы, изображенной на фиг. 218, а, в которой требование работы всех элементов на растяжение уже не является основным. Жесткие висячие фермы обычно имеют вид опрокинутых арок серповидного очертания (фиг. 228) с параллельными поясами или со скошенными углами (фиг. 229).



Наиболее употребительная стрела жестких висячих ферм $\frac{1}{6} - \frac{1}{8} l$; высота ферм при параллельных поясах $\frac{1}{40} - \frac{1}{50} l$, при серповидных — приблизительно $\frac{1}{20} l$. Растянутые пояса жестких ферм обычно делают кабельными, решетка же может иметь жесткие элементы. Примеры конструкции фермы, имеющей жесткостойки и вантовые раскосы, соединяемые в узлах помощью центрального болта, приведен на фиг. 230.

Иногда жесткие висячие фермы конструируют сплошь из клепанных жестких элементов. Такая конструкция дает более тяжелое и дорогое решение, обладающее однако большей жесткостью и применяемое при тяжелых нагрузках. Конструкция элементов и узлов таких ферм аналогична арочным мостам.

§ 19. Висячие мосты комбинированной системы

Общие сведения

Комбинированные висячие мосты состоят из цепи, кабеля или вант и балки жесткости, активно участвующей в работе системы (фиг. 231). Жесткость комбинированных мостов зависит в основном от размеров балки жесткости. Высота балки жесткости h

Фиг. 230. Конструкция жесткой висячей фермы

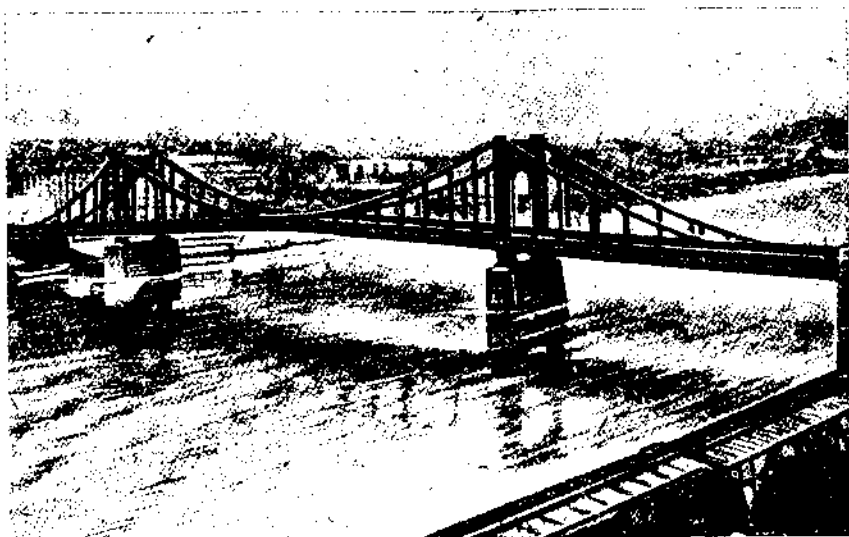
в комбинированных системах назначается равной $\frac{1}{40} - \frac{1}{60}$ пролета l и лишь при очень больших пролетах (более 600 м) уменьшается до $\frac{1}{70} - \frac{1}{90} l$. При высоте балки жесткости $\left(\frac{h}{l} > \sim \frac{1}{60}\right)$ деформации моста под нагрузкой получаются небольшими. Расчет можно тогда производить, пренебрегая изменением генеральных размеров системы, вызываемых деформацией.

Комбинированные висячие мосты по конструкции цепи разделяются на: цепные, с клепаными цепями и кабельные. По системе передачи распора цепи комбинированные мосты могут быть: **распорными** — с закреплением оттяжек в специальных устоях и с воспринимаемым распором, когда горизонтальная слагающая усилия оттяжки передается на балку жесткости.

По данным иностранной практики распорная система обычно оказывается более экономичной благодаря меньшей затрате металла на балку жесткости. Систему с воспринятым распором целесообразно применять лишь в тех случаях, когда желательно освободить опоры моста от передачи на них распора (например при плохом грунте). Достоинством системы с воспринятым распором является значительно меньшее действие на нее колебаний температуры.

По типу балки жесткости комбинированные мосты могут быть разрезными, консольными и неразрезными. Применение неразрезной балки жесткости уменьшает прогибы моста, не давая однако экономии в весе.

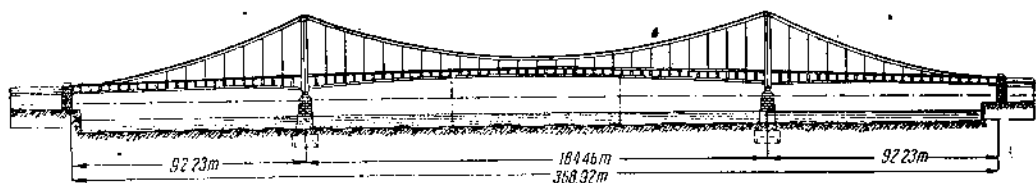
Цепи обычно дается очертание, близкое к параболическому, причем на нее передается вся постоянная нагрузка, включая и вес балки жесткости. Для этого стыки балки жесткости заклепывают после снятия моста с подмостей. Передача всей постоянной нагрузки на цепь выгодна потому, что цепь обычно делают из материала повышенного качества и элементы ее работают на чистое растяжение.



Фиг. 231. Мост «Шестой улицы» в Питсбурге через р. Аллегени (пролет 131 м, 1928 г.)

Висячие комбинированные мосты невыгодны при пролетах менее 300 м вследствие не вполне рационального использования материала в балке жесткости. При больших пролетах они постепенно получают преимущества перед балочными и арочными системами и при пролетах более 500—600 м становятся вообще единственно возможными.

Благодаря красивому внешнему виду висячих мостов с балкой жесткости они, очень часто находят применение в городских мостах, где эстетические требования играют существенную роль (фиг. 231).



Фиг. 232. Схема Кельнского моста через р. Рейн (висячий цепной мост с балкой жесткости)

Основные размеры комбинированных висячих ферм. Выбор основных размеров комбинированных висячих ферм определяется необходимостью рационального соотношения между жесткостью цепи и балки жесткости, характеризуемого коэффициентом σ распределения нагрузки между цепью и балкой. Величина этого коэффициента практически колеблется от 0,85 до 0,95.

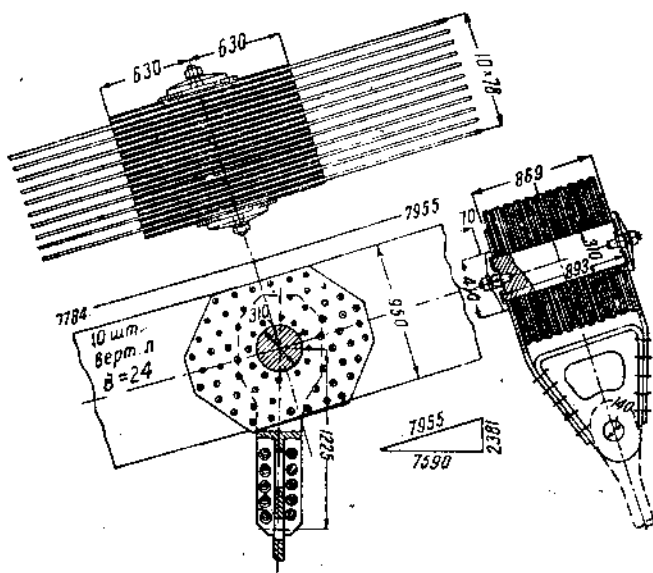
Стрела цепи обычно составляет $\frac{1}{7}$ — $\frac{1}{10}$ пролета. С увеличением стрелы увеличиваются пилоны и длина цепи, но уменьшаются распор и сечение цепи. Наиболее выгодная величина стрелы составляет около $\frac{1}{8} l$. Наиболее выгодная высота балки жесткости для легких мостов около $0,15 f$, а для тяжелых приблизительно $0,25 f$, где f —стрела цепи.

Угол наклона оттяжки принимается равным 30 — 40° . В трехпролетных мостах с подвешенными крайними пролетами, отношение длины среднего пролета к крайним обычно принимают равным $2:1$; в случае же свободных крайних пролетов— $4:1$.

Конструкция висячих комбинированных мостов

Цепные мосты. В цепных висячих мостах цепь наиболее часто устраивается из полосовых или фасонных звеньев, соединяемых между собой шарнирно помощью узловых болтов. Материалом для цепи служит сталь, применяемая обычно повышенного качества в целях уменьшения размеров цепи.

Примером конструкция висячего моста с полосовой цепью может служить мост через р. Рейн в Кёльне, построенный в 1915 г. (фиг. 232). Цепь этого моста состоит из звеньев, соединенных болтами (фиг. 233). Звено цепи в средней части состоит из 11 полос шириной 900 мм и толщиной 24 мм с просветами между ними для пропуска в узле полос соседнего звена, имеющего 10 полос того же размера и 2 полосы половинной толщины. Концы каждой полосы усилены наклейкой помощью потайных заклепок специальных накладок, компенсирующих ослабление полосы болтовой дырой и увеличивающих площадь смятия полосы с болтом. Подвеска



Фиг. 233. Узел цепи из полосовых звеньев

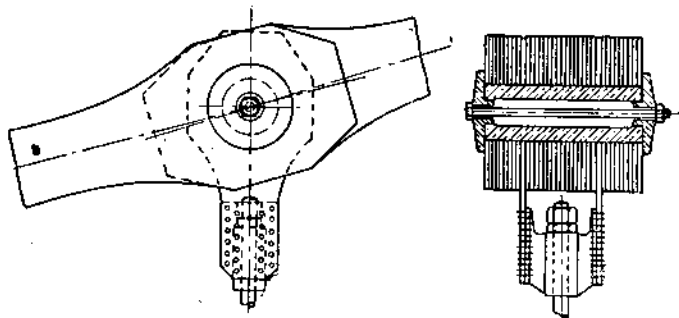
круглого сечения прикрепляется к узлу помощью имеющейся на ее конце вилки. Вилка надевается на шарнир, устроенный в специальной клиновидной отливке, подвешенной к узлу помощью двух выгнутых листов. Таким образом, прикрепление подвески к узлу оказывается шарнирным в двух направлениях. В середине пролета рассматриваемого моста подвески устроены жесткими для обеспечения возможности передачи ветровых нагрузок с цепи на балку жесткости.

В американской практике весьма распространено применение цепей из фасонных звеньев, очертание которых назначается из условия равной прочности головки и шейки. Конструкция узла цепи с фасонными звеньями приведена на фиг. 234.

Для уменьшения ширины цепи и длины узловых болтов в мостах больших пролетов цепь приходится устраивать двух- или многоярусной.

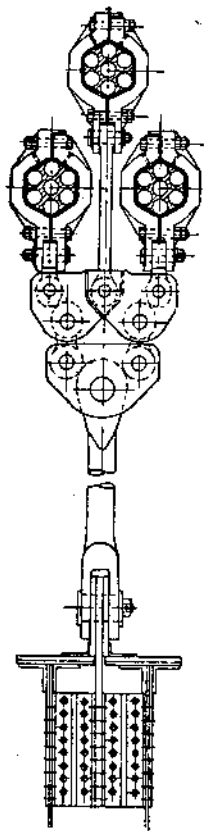
Недостатком цепей из вертикальных полосовых звеньев является наличие узких щелей между полосами, затрудняющих окраску и способствующих развитию коррозии. Поэтому звенья желательно делать из специальных сталей, устойчивых против коррозии (например медистые стали).

Цепь может быть и клепаного сечения как гибкого профиля в виде горизонтальных пакетов листов, так и жесткого профиля в виде клепаного пояса, устраиваемого обычно коробчатого сечения. Недостатком клепаной цепи являются возникающие в ней дополнительные напряжения от жесткости узлов. Поэтому цепи клепаного сечения применяются редко для мостов сравнительно небольших пролетов (приблизительно до 150 м).



Фиг. 234. Узел цепи из фасонных звеньев

Кабели первого типа были описаны нами при рассмотрении конструкции гибких висячих мостов. В больших тяжелых мостах число кабелей, образующих цепь, получается большим; размещение кабелей, кроме горизонтального (см. § 16), применяется также вертикальное, по треугольнику, квадрату, по концентрическим кругам или многогранникам. Обеспечение равномерной передачи давлений от подвесок на отдельные кабели, при большом их числе, обычно достигается или устройством жестких хомутов с шарнирными болтами, или же помощью балансирующих устройств (фиг. 236). При этом кабели часто соединяют в отдельные пучки, обжатые жесткими хомутами. Применение кабелей в виде отдельных пучков облегчает равномерное их натяжение и дает возможность смены пришедших в неудовлетворительное состояние кабелей без прерыва движения.



Фиг. 236. Подвеска к тройному кабелю помощью балансирующих устройств

Американские кабели, достигающие в больших мостах диаметра до 0,5—0,9 м, изготавливаются из тонких проволок диаметром около 5 мм, подвешиваемых параллельно, с провесом, соответствующим стреле кабеля. Для этого, пользуясь вспомогательными кабелями и подвешенными к ним подмостями, с одного пилона на другой и обратно натягивают бесконечную проволоку, пока не образуется требуемый пучок. Полученный пучок проволок стягивают специальным домкратным сжимом и обматывают затем защитной проволокой по наружной поверхности.

Процесс изготовления кабеля на месте называется прядением кабеля. Благодаря тому, что кабель в процессе изготовления уже имеет требуемую стрелу, в нем не возникает дополнительных напряжений от изгиба, что допускает применение кабелей большого диаметра.

Вследствие параллельного расположения проволок модуль упругости пряденого кабеля выше, чем крученого, и составляет приблизительно $2,0 \times 10^8 \text{ кг/см}^2$.

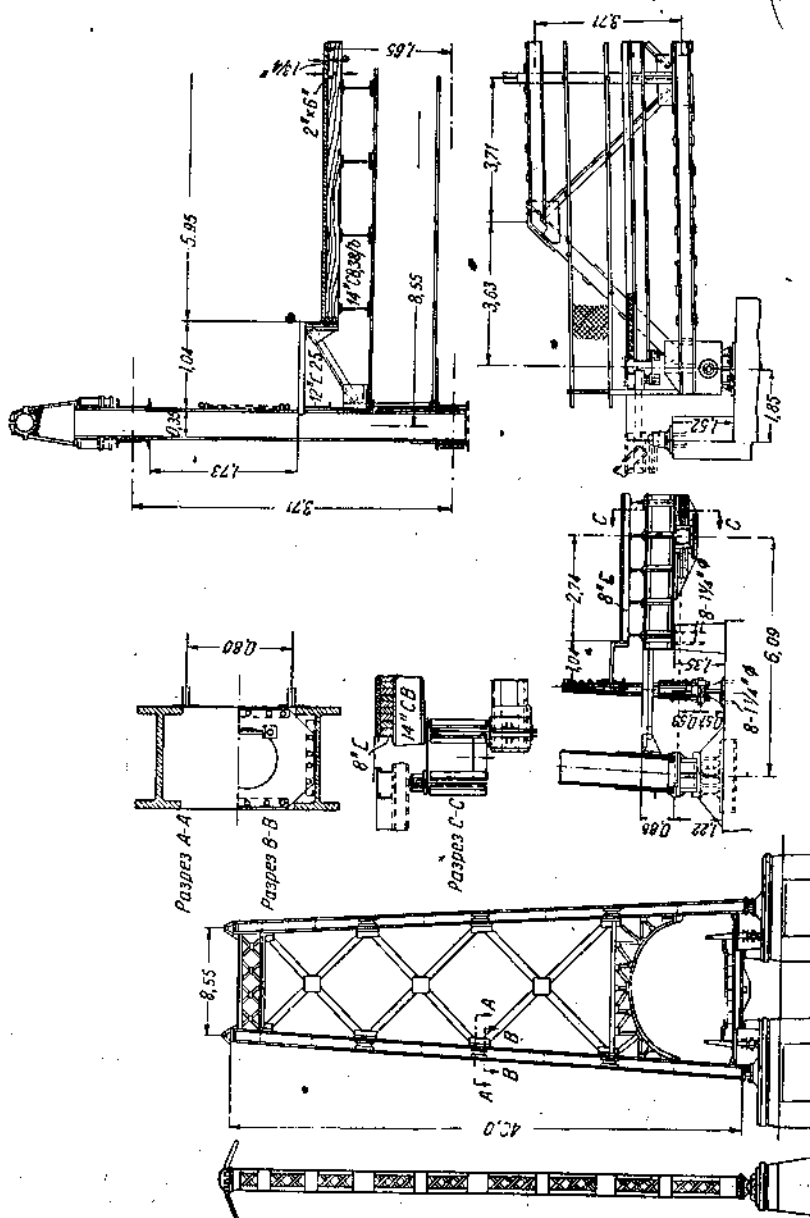
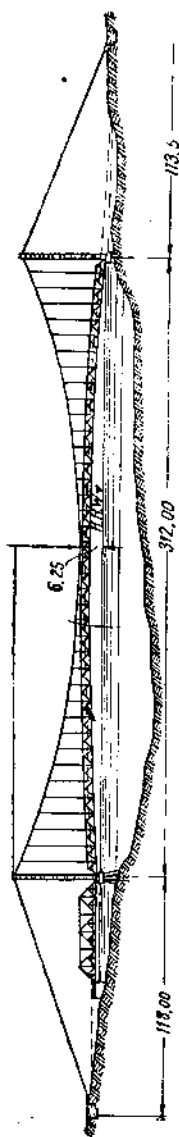
Изготовление пряденого кабеля весьма сложно, длительно и требует специального оборудования. Поэтому применение таких кабелей выгодно только при больших пролетах. Основные преимущества пряденого кабеля—отсутствие дополнительных напряжений и, хорошее сопротивление коррозии благодаря плотности кабеля и наружной его обмотки.

Пример конструкции висячего моста с кабелем, легкой фермой жесткости и качающимися металлическими пилонами приведен на фиг. 237 (мост через р. St. Maurice в Канаде). Основные размеры моста видны из схемы. Кабель составлен из 37 канатов с прокладками из пропитанного дерева и обмотан снаружи гальванизированной стальной проволокой. Кабель и подвески против атмосферных влияний покрыты несколькими слоями окраски.

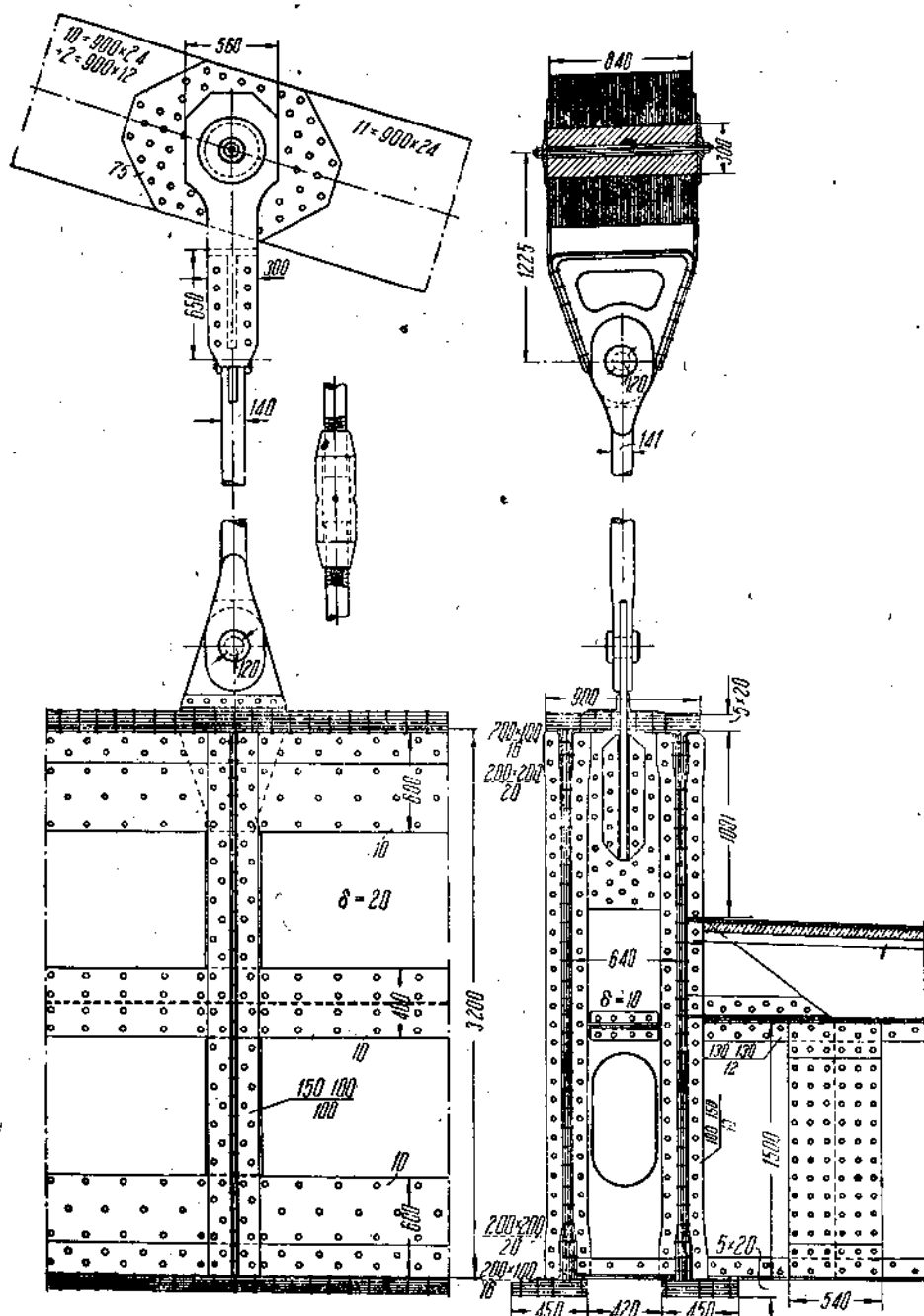
Балки жесткости. Балки жесткости комбинированных висячих мостов конструируются сплошными или сквозными. Сплошным балкам обычно придают двутавровое или коробчатое сечение, открытое снизу для осмотра и окраски (фиг. 238). Изменение сечения обычно производится путем изменения числа листов в горизонтальных пакетах. Очертание сплошных балок жесткости делается с параллельными поясами или с небольшим увеличением высоты к опорам. В высоких балках приходится устраивать продольный стык вертикальных стенок. Сплошные балки жесткости требуют минимальной конструктивной высоты, составляющей $\frac{1}{40}—\frac{1}{50} l$ в однопролетных и $\frac{1}{50}—\frac{1}{70} l$ в трехпролетных (неразрезных) мостах.

Примером конструкции с балкой жесткости коробчатого сечения может служить рассмотренный выше мост через р. Рейн в Кельне (фиг. 232). На фиг. 238 видно также устройство прикрепления проезжей части к балке жесткости и примыкание подвесок, поддерживающих балку жесткости за диафрагмы.

Балки жесткости в виде сквозных ферм устраивают с параллельными поясами



Фиг. 237. Конструкция кабельного моста с фермой жесткости (мост через р. St. Maurice в Канаде)



Фиг. 238. Балка жесткости сплошного коробчатого сечения и прикрепление подвесок к проезжей части (мост через р. Рейн в Кёльне)

или с некоторым увеличением высоты к опорам. Решетка ферм бывает достаточно разнообразной; наиболее часто применяется простая треугольная или раскосная решетка.

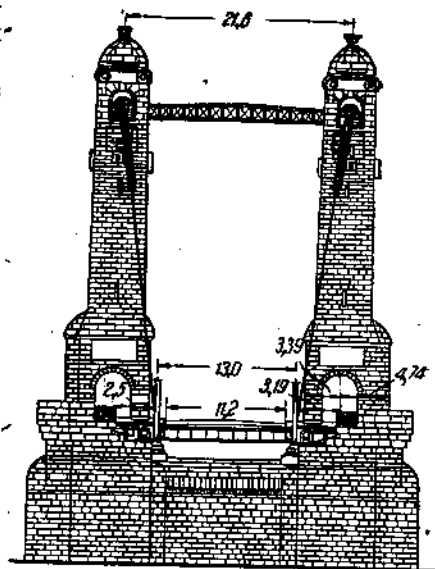
По конструкции сквозная балка жесткости аналогична конструкции простых решетчатых ферм балочных мостов. Сечения элементов ферм жесткости обычно устраивают коробчатого или швеллерного типа.

Прикрепление подвесок к фермам жесткости производится или непосредственно к верхнему их поясу, к выпущенным частям узловых фасонки или стоек (фиг. 237), или же к выступающим консолям поперечных балок. Подвески делают шарнирными и снабжают приспособлениями для подтяжки, необходимыми при сборке конструкции. Кроме шарнирных подвесок, для передачи ветровых усилий с цепи следует устраивать одну (по середине пролета) или две (в третях) жесткие подвески, образующие ветровые полурамы.

Вес балки жесткости в основном воспринимается цепью, поэтому на опорных частях балки могут возникать, кроме положительных, и отрицательные реакции, вызываемые влиянием деформации цепи. В виду этого опорные части балок жесткости требуют закрепления на отрыв. В многопролетных мостах такое закрепление балки легко достигается при пропуске ее через пилоны.

На крайних опорах закрепление на отрыв производится помощью ростверка, заделанного в кладку, к которому прикрепляются анкерными болтами опорные части.

Конструкция пилонов. Пилоны висячих мостов могут быть устроены в виде каменных или бетонных башен, или в виде металлических или железобетонных качающихся рам. Каменные пилоны (фиг. 239) употребительны в тех случаях, когда имеется дешевый местный камень для кладки, или же в мостах, для которых эстетические требования заставляют прибегать к устройству пилонов из камня. Основным недостатком каменных пилонов является сильное стеснение проезжей части и тротуаров моста. Это заставляет делать обходы вокруг пилонов или шире расставлять пилоны в поперечном сечении моста, устраивая висячие фермы в наклонных плоскостях (фиг. 239).



Фиг. 239. Каменный пилон висячего моста

Качающиеся пилоны представляют собой металлическую раму (фиг. 240), состоящую из стоек, соединенных между собой поперечными балками и пилонными связями, опирающуюся помощью металлических шарнирных опорных частей на опору. При наличии в мосту балки жесткости последняя может опираться на самостоятельные опоры (фиг. 237) или же пропускаться сквозь окно, устраиваемое в нижней части пилона, и опираться на последний помощью специальных опорных частей (фиг. 240).

Закрепление цепей. Закрепление концов цепей или кабеля в прочном скалистом грунте может производиться непосредственно в скале. В большинстве же случаев закрепление устраивается помощью массивных устоев из каменной кладки.

Конструкция устоев должна обеспечивать возможность доступа для осмотра и ремонта закреплений и предохранять их от возможности попадания дождевой и грунтовой воды.

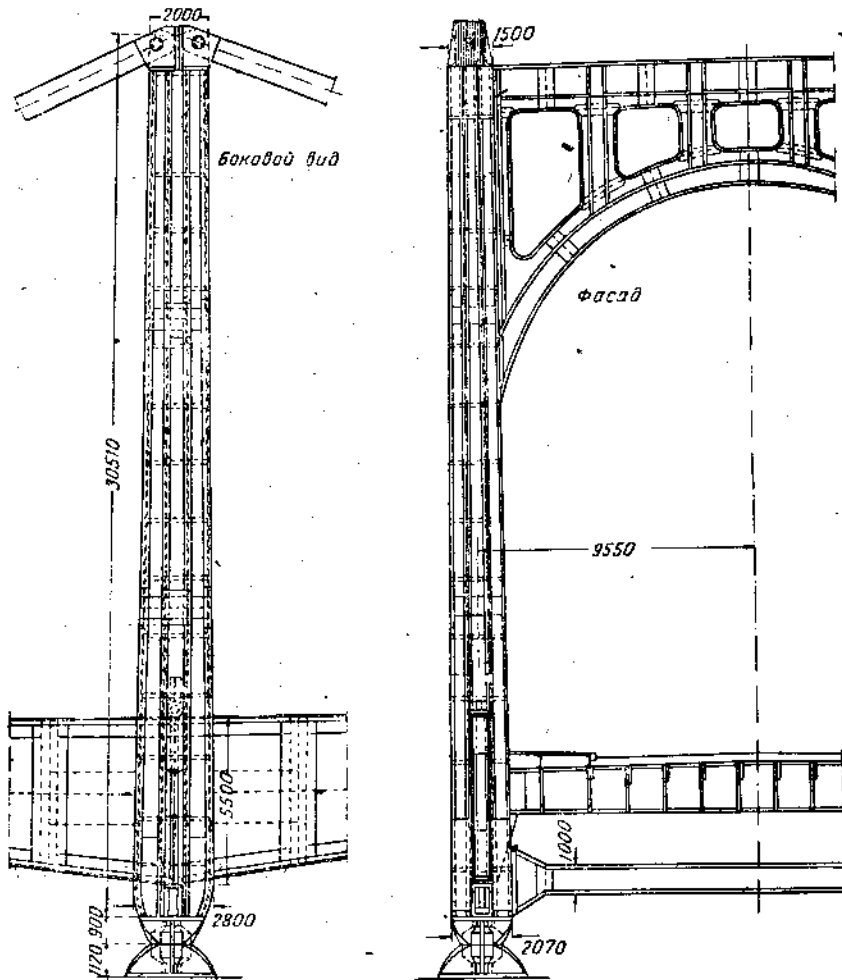
Простейшим закреплением является заделка в устье цепи, протянутой без перелома до самого его конца (фиг. 241).

Если по недостатку места необходимо сокращение длины устоя за счет увеличения его высоты, то прибегают к устройству перегибов удерживающей цепи. Возникающие при этом опорные давления передаются опорными частями на кладку устоя (фиг. 242).

§ 20. Основы расчета висячих мостов

Расчет гибких мостов

В гибких мостах без балки жесткости или с балкой жесткости малой высоты ($\frac{l}{h} > 100$) расчет производится без учета этой балки, по деформациям кабеля.



Фиг. 240. Металлический качающийся пилон висячего моста

При равномерно распределенной нагрузке кабель принимает параболическое очертание и распор в нем равняется

$$H = \frac{ql^2}{8f}.$$

От веса кабеля, равномерно распределенного по его длине, кабель принимает очертание цепной линии. Действие равномерно распределенной по длине пролета нагрузки приближает это очертание к параболическому. Тогда наибольшее натяжение в кабеле от равномерной нагрузки:

$$S = q \frac{l}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{l}{4f}\right)^2}.$$

Усилие в оттяжке

$$T = \frac{H}{\cos \varphi},$$

где φ — угол наклона оттяжки к горизонту.

В гибких висячих мостах обязательно определение прогиба под временной нагрузкой. Наибольший прогиб моста под временной нагрузкой обычно получается при загрузке полупролета или средней части пролета (фиг. 243). При наличии постоянной нагрузки интенсивностью q и временной нагрузки интенсивностью p , расположенной на средней части пролета, форма кабеля геометрически изменяется и стрела его увеличивается на величину:

$$\Delta f = f \left[\frac{\left(\frac{l}{2} + \frac{p}{q} \lambda \right)^2 - 2 \frac{p}{q} \lambda^2}{\sqrt{\frac{l}{2} \left[\left(\frac{l}{2} + \frac{p}{q} \lambda \right)^2 - \lambda^2 \frac{p}{q} \left(1 + \frac{p}{q} \right)^2 \right]}} - 1 \right].$$

При загрузке полупролета наибольший прогиб возникает в точке с координатами

$$x_2 = \frac{l}{2} \left(1 - \frac{p}{4q} \right) \quad y_2 = \frac{y_0}{2} \left[\frac{l}{2} \left(2x_0 - \frac{l}{2} \right) + \frac{q}{p+q} \left(x_2 - \frac{l}{2} \right)^2 \right],$$

где

$$x_0 = \frac{l}{2} \left[1 - \frac{p}{4(p+q)} \right]$$

и

$$y_0 = f \frac{(4q + 3p)^2}{\sqrt{2 \left(1 + \frac{p}{q} \right) [q(4q + 3p)^2 + (q + p)(4q + p)^2 - p^4]}}$$

Приведенные величины прогибов не учитывают влияния упругих удлинений кабеля от натяжения, а также влияния температурных изменений. Дополнительный прогиб в середине пролета от удлинения междуопорной части кабеля

$$\Delta f_{\kappa} = \frac{15 \Delta s_{\kappa}}{16 \left[5 \frac{f}{l} - 24 \left(\frac{f}{l} \right)^3 \right]}; \quad (\alpha)$$

где:

$$\Delta s_{\kappa} = \frac{n_{\kappa} s_0}{E},$$

n_{κ} —среднее напряжение в кабеле,

s_0 —длина кабеля,

E —модуль упругости кабеля.

Дополнительный прогиб в середине пролета от сближения опорных точек кабеля

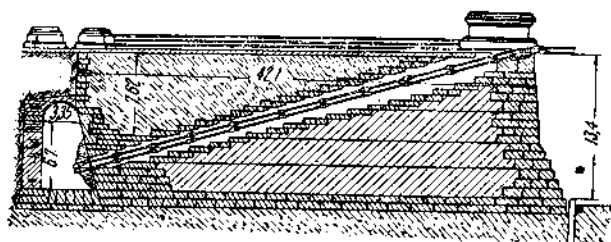
Δs вследствие удлинения оттяжек:

$$\Delta f = \frac{15 - 8 \left[5 \left(\frac{f}{l} \right)^2 - 36 \left(\frac{f}{l} \right)^4 \right]}{16 \left[5 \frac{f}{l} - 24 \left(\frac{f}{l} \right)^3 \right]} \Delta s. \quad (\beta)$$

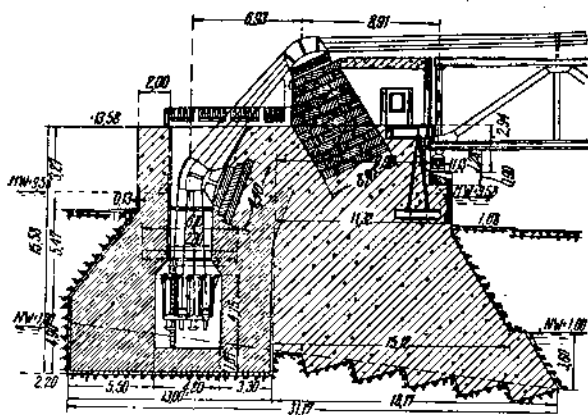
Формулы (α) и (β) могут быть использованы и для определения прогибов гибкого висячего моста от изменения температуры.

Расчет висячих мостов с балкой жесткости

Комбинированные висячие мосты с достаточно высокой балкой жесткости $\left(\frac{h}{l} > \sim \frac{1}{50} \right)$ могут быть рассчитаны без учета изменения основных размеров ферм от деформации—обычными методами строительной механики. За лишнюю неизвестную обычно удобнее всего принимать распор цепи.



Фиг. 241. Закрепление цепи в устой



Фиг. 242. Закрепление цепи в устой при двух перегибах

основных размеров ферм от деформации—обычными методами строительной механики. За лишнюю неизвестную обычно удобнее всего принимать распор цепи.

Для однопролетного висячего моста ординаты линии влияния распора H определяются обычным выражением:

$$\eta = \frac{\partial_{PH}}{\partial_{BH}} = \frac{\int_0^l \frac{M_P M_H}{EJ} dx}{\int_0^l \frac{M_H^2}{EJ} dx + \sum_1^n \frac{T^2 s}{E_1 \omega}}$$

где:

M_P — моменты в балке жесткости от груза $P=1$, приложенного над рассматриваемой ординатой;

M_H — моменты в балке жесткости от усилия $H=1$;

T — усилия в цепи от силы $H=1$;

E и J — модуль упругости и момент инерции балки жесткости;

E_1, s и ω — модуль упругости, длина и площадь поперечного сечения элементов цепи (включая и оттяжки) и подвесок.

При решетчатой балке жесткости интегралы заменяют суммой соответствующих выражений для нормальных сил.

Момент в балке жесткости:

$$M = M_0 - Hy.$$

Поперечная сила:

$$Q = Q_0 - H \operatorname{tg} \varphi,$$

где:

M_0 и Q_0 — момент и поперечная сила в свободно лежащей балке;

y — ордината цепи, соответствующая рассматриваемому сечению,

φ — угол наклона звена цепи, соответствующего сечению.

Фиг. 243. К расчету прогиба висячего моста

Распор от действия температуры:

$$H_t = \frac{\alpha t \sum_1^n Ts}{\int_0^l \frac{M_H^2}{EJ} dx + \sum_1^n \frac{T^2 s}{E_1 \omega}},$$

где:

α — коэффициент линейного расширения металла цепи,

t — изменение температуры.

В висячих мостах с воспринятым распором ординаты линии влияния распора определяются выражением:

$$\eta = \frac{\int_0^l \frac{M_P M_H}{EJ} dx}{\int_0^l \frac{M_H^2}{EJ} dx + \int_0^l \frac{N^2}{E \omega_0} dx + \sum_1^n \frac{T^2 s}{E_1 \omega}},$$

где:

N — продольная сила,

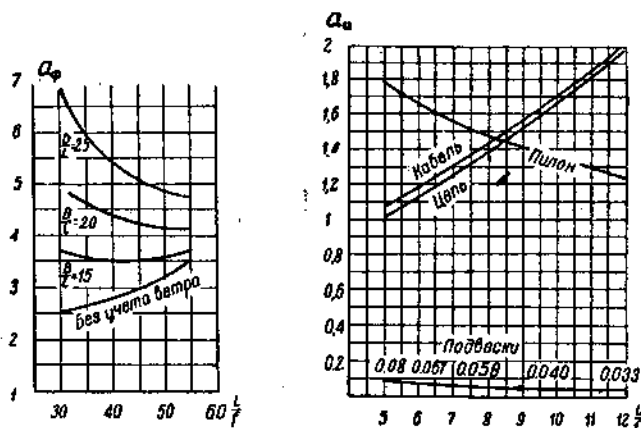
ω_0 — площадь поперечного сечения балки жесткости.

Распор от равномерного изменения температуры в системе с воспринятым распором равен нулю. При разнице температур балки жесткости и элементов цепи, распор

$$H_t = \frac{\alpha t \sum T_s}{\int \frac{M^2_H}{EJ} dx + \int \frac{N^2}{E\omega_0} dx + \sum \frac{T^2_s}{E_1 \omega}}$$

Расчет комбинированных висячих мостов с гибкой балкой жесткости уже не может быть произведен без учета изменения генеральных размеров ферм от деформации, а потому достаточно сложен и трудоемок.

Приближенно такие мосты иногда рассчитывают, пользуясь формулами для гибких мостов или для комбинированных с жесткой балкой. Разница при этом



Фиг. 244. Весовые характеристики висячих мостов

в распоре цепи получается весьма небольшая, в изгибающих же моментах балки жесткости—довольно существенная (10—25%) в сторону преувеличения*.

Вес висячих мостов

Вес висячих мостов практически изучен весьма мало. Теоретически он может быть приближенно выражен помощью характеристик. При этом вследствие различных допускаемых напряжений в цепи, балке жесткости и пилонах вес их удобнее выражать отдельно.

Вес балки жесткости с проезжей частью и связями на 1 пог. м моста может быть выражен формулой:

$$g_6 = \frac{a_g k l}{\frac{n_0}{\gamma}} \quad (1)$$

Вес кабеля или цепи выражается формулой

$$g_4 = \frac{a_n (p + k) l}{\frac{n_0}{\gamma} - a_n l} \quad (2)$$

Вес подвесок и простейших пилонов может быть выражен формулой, аналогичной формуле (2).

В формулах (1) и (2) коэффициенты a_g и a_n представляют собой весовые характеристики, зависящие от соотношения основных размеров моста: пролета l ; стрелы f ; высоты балки жесткости H и ширины моста b . По данным проф. Н. С. Стрелецкого

* Более подробные данные о расчете висячих мостов см. Передерий Г. П., „Курс мостов“, ч. II, Висячие мосты; Стрелецкий Н. С., „Курс мостов“, ч. II и Блейх Ф., „Теория и расчет железных мостов“.

эти характеристики могут быть приближенно приняты по графикам, приведенным на фиг. 244:

n_0 и γ — допускатное напряжение и удельный вес материала,

k — временная нагрузка,

p — постоянная нагрузка, кроме веса кабеля или цепи.

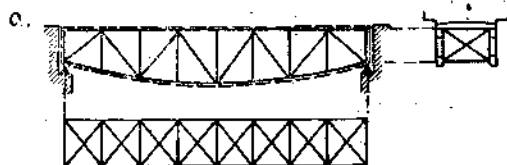
Глава V

СВЯЗИ МЕЖДУ ФЕРМАМИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТОВ

§ 21. Общие сведения и размещение связей

Основные данные

Связи между фермами имеют целью обеспечить устойчивость ферм, соединив их в одну неизменяемую пространственную систему. Связывая главные фермы в единое пролетное строение, связи служат одновременно и для восприятия дополнительных горизонтальных нагрузок



Фиг. 245. Схемы расположения связей в мостах с ездой по верху

(ветровое давление, боковые толчки подвижной нагрузки и др.), а также для выравнивания перегрузок главных ферм.

Связи, располагаемые вдоль верхнего или нижнего поясов главных ферм, называются **продольными** связями и служат преимущественно для восприятия горизонтальных нагрузок. Связи, располагаемые между главными фермами в плоскости стоек или раскосов, называются **поперечными** связями и служат преимущественно для выравнивания перегрузок между главными фермами.

Для обеспечения неизменяемости пролетного строения достаточно устроить связи по всему наружному контуру главных ферм, т. е. расположить продольные связи поверху и понизу вдоль обоих поясов ферм и поперечные связи на обоих торцах (фиг. 245, а).

Продольные связи вдоль одного из поясов можно и не устраивать, но тогда необходима постановка в каждой панели поперечных связей, поддерживающих узлы пояса, лишенного продольных связей (фиг. 245, б).

При устройстве только одной системы продольных связей их следует располагать возможно ближе к плоскости проезжей части, чтобы передать по кратчайшему пути горизонтальные воздействия от движущейся по мосту временной нагрузки.

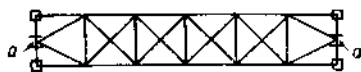
Исключение составляет случай устройства проезжей части на массивной железобетонной плите, достаточно обеспечивающей поперечную жесткость пролетного строения в уровне ее расположения.



Фиг. 247. Схема связей открытого моста

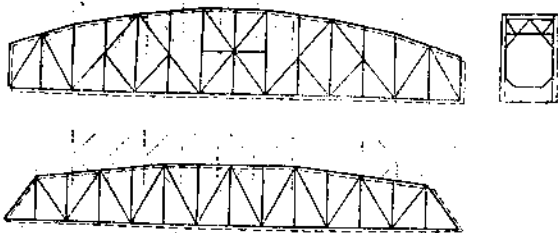
В исключительных случаях, когда пояса ферм не выполняют этой двойной роли, приходится устраивать специальные пояса для продольных связей (ветровые пояса).

Опорами для продольных связей служат, как правило, опоры главных ферм; иногда приходится устраивать для продольных связей отдельные специальные опоры (ветровые опоры). Такие опоры продольных связей устраивают обычно по оси пролетного строения в уровне нижних связей (фиг. 246, а—а), верхние же связи передают свое давление на опоры помощью опорных поперечных связей.



Фиг. 246. Устройство специальных ветровых опор

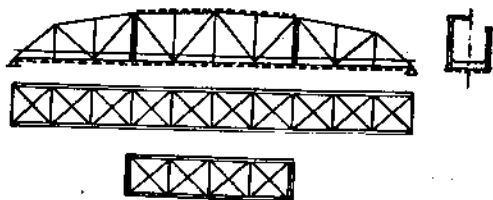
а) В балочных разрезных мостах с ездой по верху продольные связи обычно располагают вдоль обоих поясов, причем поперечные связи в этом случае достаточно поставить только на торцах ферм (фиг. 245, а). Для увеличения жесткости пролетного строения и обеспечения более равномерной работы главных ферм и продольных связей часто устраивают поперечные связи и на протяжении пролета в узлах главных ферм. Наиболее часто эти поперечные связи располагают в вертикальных плоскостях, реже наклонно — в плоскостях раскосов.



Фиг. 248. Размещение связей в закрытых мостах

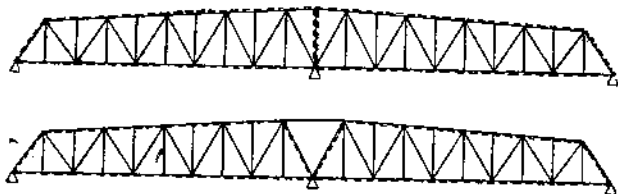
Весьма часто в мостах небольших пролетов нижних связей не делают вовсе, ограничиваясь связями в плоскости проезжей части и поперечными связями в каждой панели (фиг. 245, б).

б) В балочных мостах с ездой по низу при небольших пролетах высота ферм часто бывает недостаточна для обеспечения проезда, и устройство продольных связей вдоль верхнего пояса оказывается невозможным. В этих случаях приходится устраивать открытые мосты с продольными связями только понизу (фиг. 247). Верхний пояс укрепляется тогда от бокового выпучивания жесткими полурамами, образованными стойками главных ферм и поперечными балками проезжей части.



Фиг. 249. Размещение связей в полуоткрытом мосту

При достаточной высоте главных ферм мостов с ездой по низу связи располагают и вдоль верхнего пояса; в этом случае мост называют закрытым (фиг. 248). Для обеспечения жесткости по концам пролетного строения должны быть устроены опорные рамы (портальные), образованные жестко связанными между собой опорными стойками (или раскосами), торцевой распоркой верхних связей и крайней поперечной балкой проезжей части. Эти опорные рамы передают горизонтальную нагрузку верхних связей на опоры. Опорные рамы бывают вертикальными или наклонными (фиг. 248). В мостах средних пролетов обычно выгоднее устройство наклонных рам, в больших мостах — вертикальных. При криволинейном очертании верхнего пояса приходится иногда устраивать полуоткрытые мосты, верхние связи в которых располагаются только в наиболее высокой (средней) части пролетного строения (фиг. 249). В этом случае оба конца верхних ветровых связей должны быть соединены с нижними связями помощью жестких поперечных рам, расположенных вертикально в плоскости стоек главных ферм или же наклонно в плоскости раскосов.



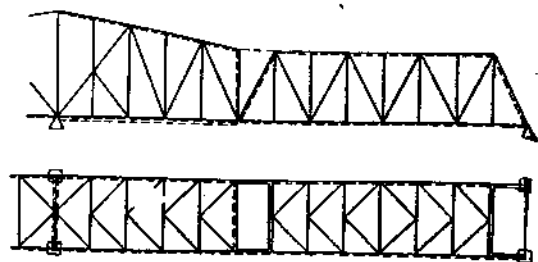
Фиг. 250. Продольные связи неразрезных мостов

В мостах больших пролетов с ездой по низу, для обеспечения большей поперечной жесткости, следует устраивать поперечные связи в виде сквозной решетки, располагаемой выше габарита проезда (фиг. 248). Эти связи способствуют равномерной работе главных ферм и в случае расположения этих связей в плоскости сжатых элементов уменьшают их свободную длину.

в) Размещение связей в неразрезных и консольных балочных фермах. В неразрезных и консольных балочных

пролетных строениях продольные связи бывают обычно той же системы, что и главные фермы, т. е. неразрезными или консольными.

В неразрезном пролетном строении верхние продольные связи имеют промежуточные опоры в виде опорных рам, располагаемых вертикально в плоскости пилона или наклонно в плоскостях опорных раскосов (фиг. 250). При расчете верхних связей следует учитывать упругость этих опор.

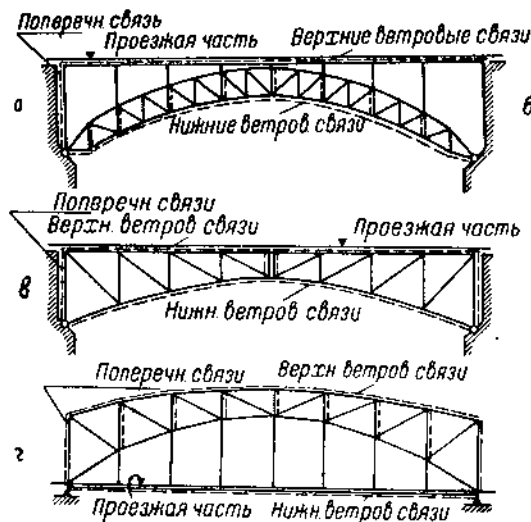


Фиг. 251. Размещение связей в консольных мостах

В консольных пролетных строениях продольные связи подвесных пролетов, в целях удобства сборки и для разгрузки верхних связей консольных пролетов, обычно делают самостоятельными. Продольные связи передают свое горизонтальное давление полностью на нижние связи консольных пролетов (фиг. 251).

Размещение связей в арочных мостах. В арочных мостах продольные связи располагают обычно в двух плоскостях: в уровне проезжей части и вдоль арок. В мостах со сквозными арочными фермами связи ставят в уровне одного из поясов арки; другой же пояс арки укрепляют при этом поперечными связями (фиг. 252, а). В случае наличия в арках среднего шарнира связи, лежащие в плоскости проезжей части, должны быть прерваны и давление от них передано помощью поперечных связей на нижние (фиг. 252, б). В случае передачи ветровых опорных реакций верхних связей на каменную опору приходится устраивать специальную ветровую опору. В арочных мостах с ездой по низу размещение связей должно соответствовать габаритам проезда (фиг. 252, в и г).

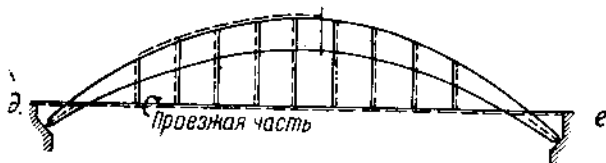
Связи в уровне проезжей части обычно снабжаются отдельным поясом (ветровой пояс), не несущим никаких усилий от вертикальной нагрузки.



Основные системы решетки продольных связей

В пролетных строениях, имеющих только две главные фермы, продольные связи устраивают с крестовой, ромбической или полураскосной решеткой.

Наиболее распространенной системой решетки является крестовая (фиг. 253, а). В крестовых связях диагонали делаются гибкими или жесткими*; распорками могут служить балки проезжей части. При устройстве гибких диагоналей под действием горизонтальной нагрузки в каждой панели работает только одна диагональ и только на растяжение. При жестких диагоналях усилие в каждой панели распределяется между обоими диагоналями, причем рассчитывать приходится сжатую диагональ.



Фиг. 252. Размещение связей в арочных мостах

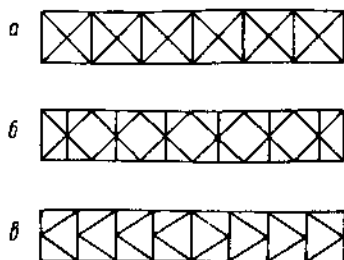
* Устройство гибких диагоналей в настоящее время не принято; наоборот, Технические условия требуют от элементов связей определенной минимальной жесткости.

Главным недостатком крестовой системы являются большая длина диагоналей, делающая их очень гибкими, и значительные дополнительные напряжения в диагоналях от деформаций поясов при вертикальной загрузке главных ферм (см. ниже—Расчет связей).

Для уменьшения свободной длины диагоналей в больших мостах целесообразно применение ромбических связей (фиг. 253, б). При расположении ромбических связей в уровне проезжей части распорками этих связей служат поперечные балки. При расположении связей в уровне другого пояса ромбические связи могут и не иметь распорок кроме одной, средней, необходимой для придания жесткости системе.

Полураскосную систему (фиг. 253, в) применяют в широких мостах с частым расположением поперечных балок.

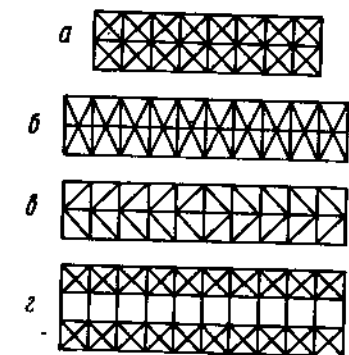
В пролетных строениях, имеющих три и более главных ферм, продольные связи устраивают согласно схемам, приведенным на фиг. 254.



Фиг. 253. Основные системы продольных связей

Системы решетки поперечных связей

В мостах с ездой по верху чаще всего применяют крестовые поперечные связи (фиг. 255, а). При наличии только двух главных ферм в пролетном строении и большой ширине моста весьма целесообразно применение полураскосных связей (фиг. 255, б). При большой высоте главных ферм и относительно малой ширине пролетного строения возможно устройство двухъярусных крестовых или же ромбических связей (фиг. 255, в).



Фиг. 254. Продольные связи мостов с несколькими главными фермами

Преимуществом ромбических связей является несколько меньшая длина диагоналей. При наличии трех или более главных ферм в пролетном строении поперечные связи устраивают или между всеми фермами (фиг. 255, д), или же связывают их попарно (фиг. 255, е).

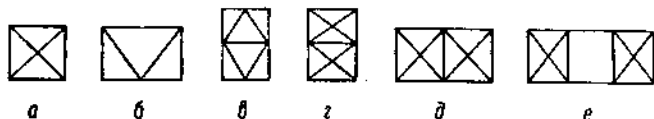
В мостах с ездой по низу поперечные связи, располагаемые над габаритом проезда, образуются в виде сквозного решетчатого заполнения (фиг. 256, а) крестовой, треугольной или ромбической системы.

Если небольшая высота главных ферм не позволяет разместить над габаритом проезда поперечные связи, то между верхними поясами ставят распорки и для большей жесткости связывают их со стойками главных ферм подкосами (фиг. 256, б).

§ 22. Расчет связей

Расчет продольных связей

Горизонтальными нагрузками, действующими на пролетные строения автодорожных мостов, являются: ветровое давление, центробежная сила (при расположении моста на кривой радиусом менее 200 м) и др. Величины этих нагрузок принимаются согласно нормам (ОСТ 4926).



Фиг. 255. Основные типы поперечных связей

Если обозначить:

w —ветровое давление на главные фермы,

w_1 —ветровое давление на элементы проезжей части, выступающие над поясом фермы,

w_2 —ветровое давление на перила,

c —горизонтальное действие временной нагрузки (при расположении моста на

кривой $R < 200$ м), передающееся в уровне проезжей части, то при наличии связей в уровне обоих поясов нагрузка, приходящаяся на связи, расположенные в уровне проезжей части, будет

$$w' = \frac{w}{2} + w_1 + w_2 + c;$$

на вторую систему связей

$$w'' = \frac{w}{2}.$$

При наличии продольных связей в уровне одного только пояса нагрузка на них будет:

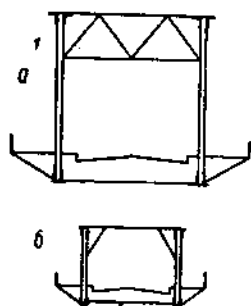
$$w''' = w + w_1 + w_2 + c.$$

Кроме действия на продольные связи, горизонтальные нагрузки вызывают также добавочные вертикальные воздействия на главные фермы, а именно: перегрузку заветренной и разгрузку подветренной ферм. При наличии двух главных ферм в пролетном строении добавочное вертикальное воздействие

$$w_d'' = \frac{\Sigma w h}{b},$$

где b —ширина моста.

В автодорожных мостах, имеющих значительную ширину пролетных строений, упомянутые выше перегрузки обычно незначительны и их не учитывают.



Фиг. 256. Схемы поперечных связей моста с ездой по низу

В расчетном отношении продольные связи представляют собой балочные фермы на двух или нескольких опорах, частично защемленные на концах.

В простых балочных мостах защемление это принято не учитывать, а потому продольные связи в них обычно рассчитывают как простые балочные фермы на двух опорах. Усилия в элементах связей определяются обычными статическими методами. Ветровое давление на главные фермы и проезжую часть обычно принимается за равномерно распределенную нагрузку, действующую на всю длину фермы. При этом при наличии нескольких систем связей, расположенных в уровне одного пояса (фиг. 254), горизонтальная нагрузка делится между ними поровну.

По вычисленным усилиям подбирают сечения элементов связей. В малых мостах можно ограничиться подбором сечения наиболее напряженных опорных элементов связей, делая остальные того же сечения, без расчета. Гибкость элементов связей не должна превышать:

для сжатых стержней продольных связей—130;

для стержней поперечных связей—150;

для растянутых стержней связей—200.

При расчете диагоналей жестких крестовых связей на продольный изгиб свободную длину принимают равной: в плоскости связей—половине длины между центрами прикрепления диагоналей к поясам; в перпендикулярной плоскости свободная длина может быть исчислена по формуле

$$l_1 = \mu l,$$

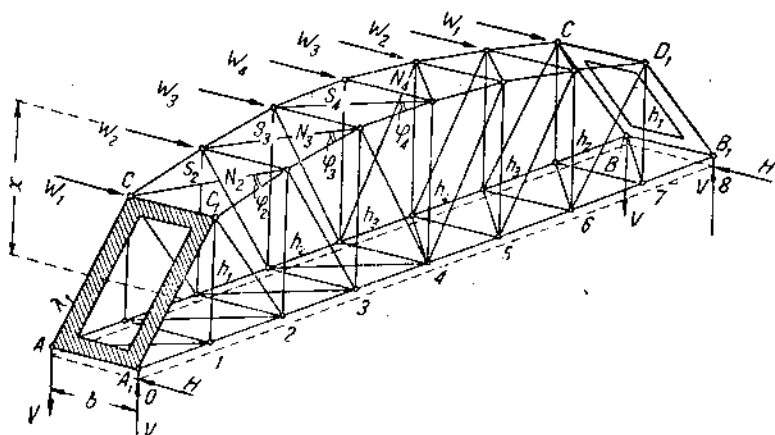
где μ —коэффициент уменьшения свободной длины благодаря упругому отпору обратной диагонали.

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{J_2}{J_1}}};$$

где J_1 и J_2 —моменты инерции рассчитываемой и обратной диагоналей.

По Техническим условиям рекомендуется принимать $\mu = 0,65$.

При расположении продольных связей в уровне полигонального пояса в точках перелома плоскостей связей возникают вертикальные составляющие, действующие на главные фермы (фиг. 257).



Фиг. 257. Расчет связей, расположенных по криволинейному поясу

Если W —горизонтальные усилия, действующие на верхние узлы пролетного строения, x —их плечи относительно плоскости, проходящей через опорные точки пролетного строения, то горизонтальные реакции пролетного строения

$$H = \frac{\sum W}{2};$$

вертикальные

$$V = \pm \frac{\sum Wx}{2b}.$$

Направление вертикальных реакций ясно из фиг. 257.

Усилия в диагоналях связей r -й панели при одной системе диагоналей:

$$D_r = \frac{Q_r}{\sin \varphi_r},$$

где:

$$Q_r = H - \sum_{i=1}^{r-1} W_i,$$

φ_r —угол между диагональю и поясом в r -й панели (в плоскости связей).

Усилия в диагоналях дают слагающие, нормальные к плоскости главных ферм, и слагающие, направленные вдоль пояса. Первые уравниваются силами W и усилиями в распорках. Вторые равны

$$X_r = D_r \cos \varphi_r = Q_r \frac{\cos \varphi_r}{\sin \varphi_r} = Q_r \operatorname{ctg} \varphi_r = Q_r \frac{\lambda_r}{b},$$

где:

λ_r —длина элемента пояса в r -й панели,

b —расстояние между главными фермами.

Каждая ферма оказывается нагруженной рядом сил X вдоль пояса и опорными реакциями V от действия этих нагрузок (фиг. 258). Подсчитывают усилия в главных фермах. Для верхнего пояса и решетки эти усилия являются полными усилиями от горизонтальных нагрузок.

В нижнем поясе к полученным усилиям должны быть прибавлены усилия, возникающие в нем от работы в качестве пояса нижней фермы продольных связей.

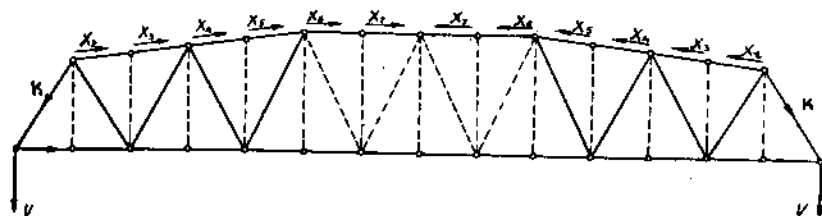
По Техническим условиям разрешается ветровые усилия в криволинейных поясах главных ферм определять как для плоской системы с пролетом, равным

горизонтальной проекции криволинейного пояса, с последующим умножением полученных результатов на секанс угла наклона данного стержня к горизонту.

Расчет порталных ветровых рам

Портальные рамы рассчитывают на передачу горизонтальных опорных реакций верхних ветровых связей опорам моста.

Усилия в элементах порталных рам от действия ветра следует определять, предполагая заделку их нижних концов. Исключение могут составлять лишь пор-



Фиг. 258. К расчету связей, расположенных по криволинейному поясу

тальные рамы пролетных строений, опирающиеся на опорные части с шаровыми шарнирами, допускающими поворот нижних концов рамы в плоскости последней.

При расчете рам со сквозным заполнением, элементы которого работают только на осевые силы, положение нулевых точек в ногах рамы может быть приближенно найдено по формуле:

$$l_0 = \frac{c(c+2l)}{2(2c+l)},$$

где:

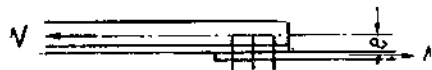
l_0 —расстояние от нулевой точки до центра опорного узла,

l —длина ноги рамы между центрами верхнего и нижнего узлов,

c —расстояние от центра нижнего опорного узла до нижнего узла заполнения портала.

Дополнительные усилия в связях

Кроме основных усилий, в продольных связях возникают дополнительные усилия от собственного веса, влияния деформаций поясов и эксцентриситета прикрепления элементов.



Фиг. 259. Момент от эксцентричного прикрепления элемента связей

Влияние собственного веса элементов связей обычно учитывают в предположении работы элемента как простой балки с пролетом l , равным горизонтальной проекции длины стержня.

Момент от собственного веса $M_p = \frac{pl^2}{8}$, где p —погонный вес связей. В случае прикрепления элементов связей с эксцентриситетом e (фиг. 259) следует учитывать добавочный момент $M_e = N \cdot e$.

Оба эти момента вызывают появление дополнительных напряжений, прибавляющихся к основному напряжению от осевой силы $-\frac{N}{\omega}$; тогда суммарное напряжение

$$\sigma = \frac{N}{\omega} + \frac{M_p + M_e}{W}.$$

Кроме того, продольные связи дополнительно напрягаются вследствие деформации поясов от временной нагрузки. Пояса главных ферм, удлиняясь (укорачиваясь) под влиянием напряжений, возникающих в них от временной нагрузки, увлекают в деформацию и элементы расположенных в их уровне связей и вызывают в них весьма значительные дополнительные напряжения.

Усилия, возникающие в элементах связей от деформации поясов, могут быть определены, следующим образом*.

Разрежем мысленно пояса фермы (фиг. 260) и раздвинем их на величину δ , равную деформации поясов от вертикальной нагрузки, для чего необходимо приложить неизвестные силы X .

Принимая обозначения:

a —длина панели,

b —ширина моста (между осями поясов),

d —длина диагонали связей,

X, D, P —усилия в поясах, диагоналях и распорках, возникающие вследствие деформации поясов на величину δ ,
 $\omega_n, \omega_d, \omega_p$ —площади сечения пояса, диагонали и распорки,

α —угол между направлением диагонали и пояса,

E —модуль упругости металла,

можем написать

$$D = X \frac{d}{a} = X \frac{1}{\cos \alpha},$$

$$P = X \frac{b}{a} = X \operatorname{tg} \alpha.$$

Неизвестное дополнительное усилие X_1 , действующее на пояс, определится из условия равенства работы сил X на пути δ работе внутренних сил в элементах связей:

$$2X \frac{\delta}{2} = 2 \left(X \frac{d}{a} \right)^2 \frac{d}{2E\omega_d} + 2 \left(X \frac{b}{a} \right)^2 \frac{b \cdot 2}{2E\omega_p} + 2 \frac{X^2 a}{2E\omega_n},$$

откуда получим:

$$X = \frac{E\delta}{\frac{a}{\omega_n} + \frac{2b^2}{a^2\omega_p} + \frac{d^3}{a^2\omega_d}}.$$

Принимая во внимание, что $\delta = \frac{\sigma_n a}{E}$, где σ_n —напряжение в поясах от временной нагрузки, получим дополнительное напряжение в диагоналях связей

$$\sigma_d = \frac{D}{\omega_d} = \frac{Xd}{a\omega_d} = \frac{d^2}{a^3} \frac{\sigma_n}{\frac{2b^2}{a^2\omega_p} + \frac{a\omega_d}{d\omega_n}} = \frac{\sigma_n \cos^2 \alpha}{1 + 2 \sin^2 \alpha \frac{\omega_d}{\omega_p} + \cos^2 \alpha \frac{\omega_d}{\omega_n}}.$$

С достаточной степенью точности можно пользоваться формулой, не учитывая влияния третьего члена суммы в знаменателе:

$$\sigma_d = \frac{\sigma_n \cos^2 \alpha}{1 + 2 \sin^2 \alpha \frac{\omega_d}{\omega_p}},$$

или приближенно

$$\sigma_d = \sigma_n \cos^2 \alpha.$$

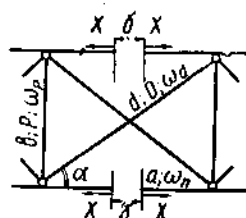
В диагоналях связей простой треугольной системы дополнительные напряжения с достаточной степенью точности определяются формулой:

$$\sigma_d = \frac{\sigma_n \cos^2 \alpha}{1 + \frac{\omega_d}{\omega_p} \sin^2 \alpha},$$

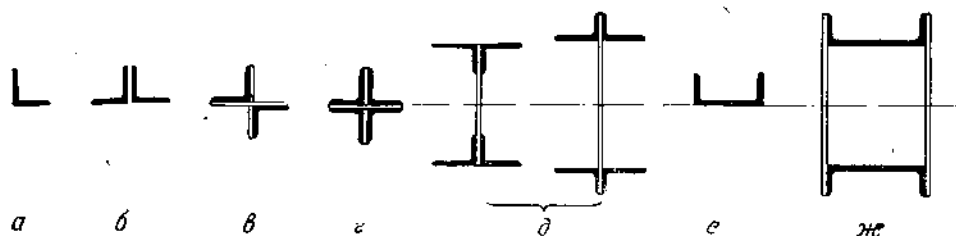
или приближенно

$$\sigma_d = \sigma_n \cos^2 \alpha.$$

* См. Е. Е. Г и б м а н. Работа горизонтальных связей от вертикальной нагрузки пролетного строения. Труды НТК НКПС, вып. 79, 1928 г.



Фиг. 260. К расчету дополнительных напряжений в продольных связях



Фиг. 261. Типы сечений элементов связей

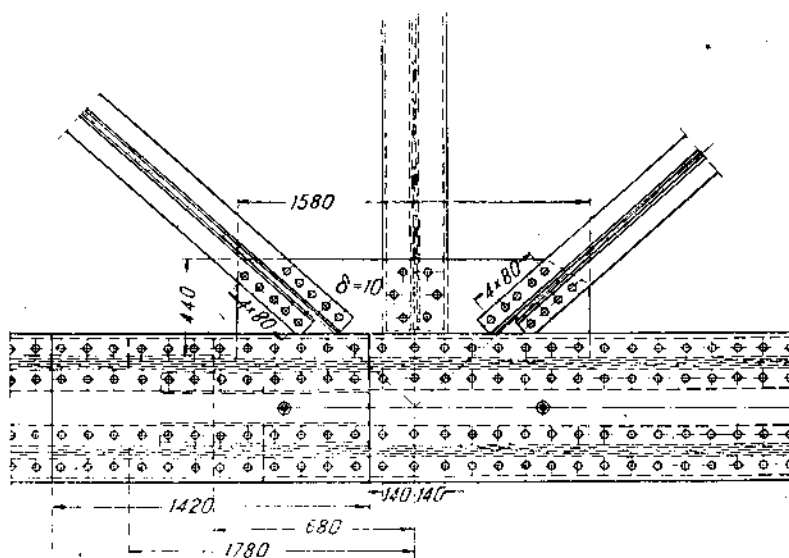


Фиг. 262. Рыбообразный элемент связей

В диагоналях раскосной системы:

$$\sigma_{\partial} = \frac{2,536 \tau_n}{\cos \alpha \left(0,287 \frac{b^2 \omega_{\partial}}{J_n} + \frac{3,448}{\cos^3 \alpha} \right)};$$

где J_n —момент инерции пояса в плоскости связей.



Фиг. 263. Прикрепление фасонки связей к полке поясного уголка

В полураскосной системе:

$$\sigma_{\partial} = \frac{\tau_n \cos^2 \alpha}{1 + \frac{a^2 \omega_{\partial}}{12 J_p} \sin^2 \alpha},$$

где J_p —момент инерции распорки в плоскости связей.

§ 23. Конструкция связей

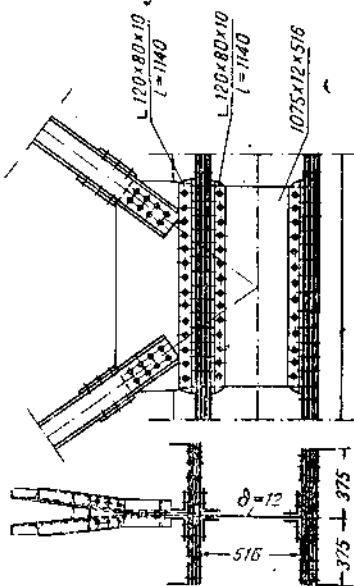
Диагонали продольных связей должны обладать достаточной жесткостью, чтобы при гибких связях не провисать от собственного веса, при жестких связях обеспечивать работу диагоналей на сжатие, имея гибкость не более 130.

Распорками продольных связей могут служить поперечные балки проезжей части, или специальные элементы. Поясами связей обычно служат пояса главных ферм, реже—специально устраиваемые ветровые пояса.

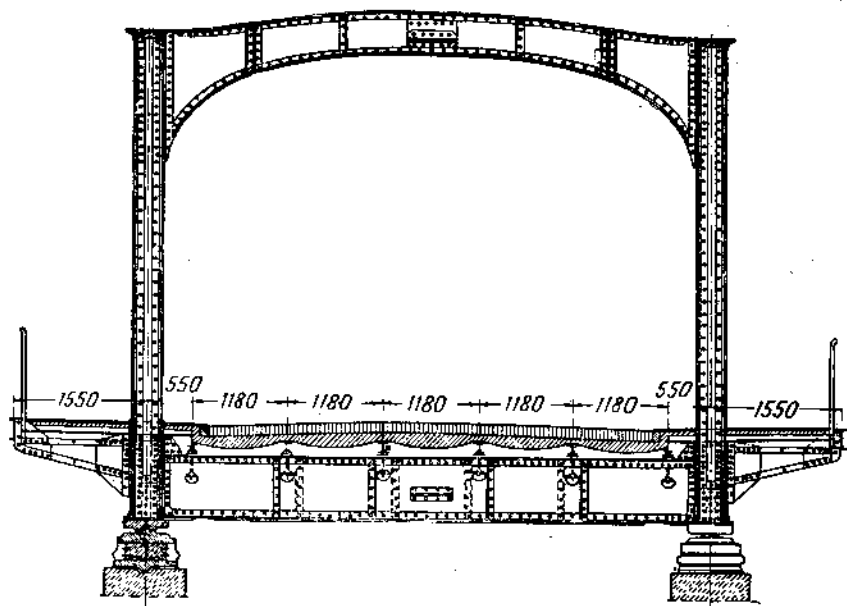
Элементы продольных связей составляются из уголков (не менее $75 \times 75 \times 8$ мм), комбинированных угловых сечений таврового, крестового и двутаврового вида, а также из швеллеров (фиг. 261). Угловые, крестовые и тавровые сечения применяют для элементов небольшой длины. Для длинных элементов сечение должно обладать достаточной жесткостью в вертикальной плоскости во избежание прогиба от собственного веса. В этих случаях применяют сечения *д* и *ж* (фиг. 261), придавая элементу в боковом виде рыбообразную форму (фиг. 262). Рыбообразная связь составляется из двух (четырех) уголков или швеллеров, раздвинутых в средней части и соединенных между собой решетками или планками. В крайних частях уголки (швеллеры) сводят путем выгиба так, чтобы можно было прикрепить их помощью фасонки к поясам.

Высоту рыбообразной связи следует выбирать так, чтобы гибкость ее в обоих направлениях была по возможности одинакова.

Прикрепление элементов продольных связей к поясам делается помощью фасонных планок, прикрепляемых обычно к горизонтальной полке поясного уголка (фиг. 263) или к вертикальной стенке пояса помощью специальных угловых коротышей (фиг. 264).



Фиг. 264. Прикрепление фасонных связей к поясу помощью угловых коротышей



Фиг. 265. Ветровая порталная рама с жестким ригелем

Прикрепление связей должно быть центрировано на ось пояса во избежание дополнительных напряжений от эксцентриситета.

В узлах криволинейного верхнего или нижнего поясов прикрепление элементов связей следует делать так, чтобы распорка располагалась вертикально, накладка же, прикрепляющая диагонали связей, была бы в плоскости пояса.

Поперечные связи между фермами обычно имеют сечения, составленные из уголков.

Конструкция поперечных связей моста с ездой по верху приведена на фиг. 160.

В мостах с ездой по низу наибольший интерес представляет конструкция поперечных ветровых рам. Пример конструкции portalной ветровой рамы с жесткими ригелями приведен на фиг. 265.

Вес связей. Вес связей в металлических мостах зависит от ряда факторов: пролета, ширины моста, системы главных ферм и связей и др. В среднем вес связей в элементах автодорожных мостов составляет 8—10% веса главных ферм пролетных строений.

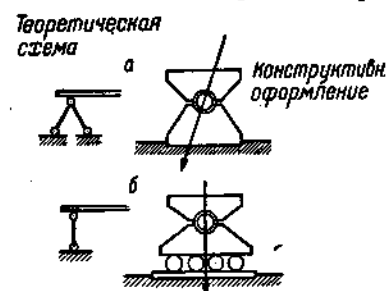
Глава VI

ОПОРНЫЕ ЧАСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТОВ

§ 24. Общие данные

Опорные части служат для передачи сосредоточенных опорных давлений металлических пролетных строений мостов на устои, быки или другие опорные устройства.

По своей конструкции опорные части должны соответствовать теоретическим особенностям опорных закреплений, принятых в расчетной схеме ферм, т. е. фиксировать точку приложения опорных реакций и также и их направление. Поэтому по характеру своей работы опорные части могут быть разделены на два основных типа: 1) опорные части, служащие для обеспечения передачи давления определенной точке и притом шарнирным образом (фиг. 266, а), 2) опорные части, обеспечивающие передачу давления шарнира в определенной точке и в определенном направлении (фиг. 266, б).



Фиг. 266. Схемы опорных частей

Опорные части первого типа, не давая возможности перемещения конца пролетного строения, допускают свободный поворот в опорной точке. Такие опорные части принято называть неподвижными.

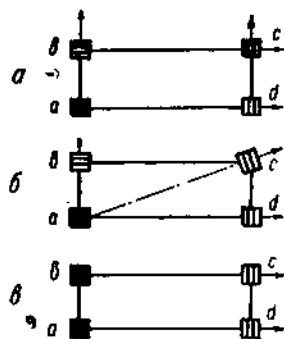
Опорные части второго типа, допускающие кроме поворота также и поступательные перемещения конца пролетного строения, принято называть подвижными.

В балочных пролетных строениях для надлежащей передачи опорных реакций и обеспечения свободы деформаций пролетное строение должно быть закреплено (фиг. 267, а) одним своим концом неподвижно (а), другой конец должен иметь продольную подвижность (d), третий (б) — поперечную подвижность и, наконец, четвертый конец (с) должен иметь подвижность в обоих направлениях.

В виду сложности устройства опор с двумя подвижностями эту схему применяют редко, чаще же заменяют ее другой (фиг. 267, б), в которой один конец пролетного строения неподвижен (а), второй продольно подвижен (d), третий поперечно подвижен (b) и четвертый диагонально подвижен (с). Такая схема обеспечивает свободу температурных деформаций при равномерном нагревании пролетного строения.

Рассмотренные схемы применяют при значительной ширине пролетных строений, когда температурные деформации в поперечном направлении значительны. В мостах же небольшой ширины, температурное расширение которых в поперечном направлении незначительно, могут быть устроены (фиг. 267, а) две неподвижные (а и b) и две продольно подвижные (с и d) опоры.

Схема расположения опорных частей неразрезного балочного моста приведена на фиг. 268.



Фиг. 267. Расположение опорных частей в балочно-разрезных пролетных строениях

Материалом для изготовления опорных частей служит литая сталь (Ст 2 или Ст 5). В некоторых случаях опорные части делают сварными из прокатных профилей.

Опорные части балочных мостов малых пролетов

Конструкция неподвижной и подвижной опор такого типа отличается лишь тем, что в неподвижной опоре верхняя подушка закрепляется против продольных смещений потайным штырем, в подвижной же опоре возможны перемещения за счет продольного скольжения верхней подушки по нижней.

Пример конструкции опорных частей секторного типа приведен на фиг. 271. Взамен катка здесь устроен сектор из литой стали, шарнирно сопрягающийся с верхней подушкой и опирающийся своей нижней цилиндрической поверхностью на нижнюю подушку. Во избежание продольного скольжения сектор закрепляется

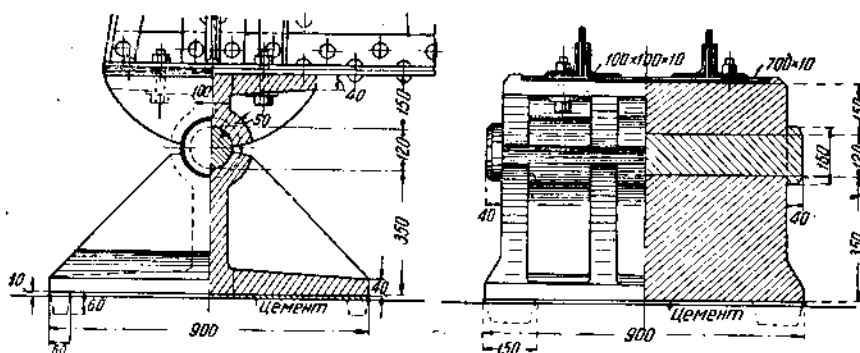
при помощи двух зубьев и гнезд за нижнюю подушку. Преимуществом секторных опор является уменьшение силы трения благодаря значительному радиусу кривизны нижней поверхности сектора.

Неподвижные опорные части принято делать одинаковой высоты с подвижными.

Опорные части мостов средних и больших пролетов

Опорные части мостов средних и больших пролетов обычно устраивают баланси́рного типа. Такие опорные части состоят из верхнего и нижнего балансиров, сопрягающихся между собой шарнирно и опирающихся нижним балансиром на катки (в подвижной опоре) или на подферменник (в неподвижной опоре).

В мостах больших пролетов вследствие значительных опорных давлений опорным частям приходится давать довольно значительные размеры. Между тем опорные части большого объема не желательны главным образом вследствие трудности



Фиг. 272. Конструкция неподвижных баланси́рных опорных частей

получения больших отливок (появление усадочных раковин). Поэтому в этих случаях должны приниматься меры к уменьшению объема опорных частей, что может быть достигнуто применением ребристой конструкции балансиров, а также литой стали повышенного качества. Повышение качества литой стали может быть частично достигнуто путем ее проковки. В последние годы имели место случаи устройства опорных частей в виде металлической сварной конструкции взамен литых.

Пример конструкции баланси́рных опорных частей неподвижной опоры, передающей давление в 110 т, приведен на фиг. 272. Оба баланси́ра ребристого типа имеют у места взаимного сопряжения гнезда, плотно обхватывающие цапфу шарнира, снабженную на концах ребордами. Верхний балансир прикреплен к концу фермы помощью болтов. Нижний балансир закрепляется на подферменном камне помощью небольших приливов, устроенных по углам нижней поверхности баланси́ра. Установка нижнего баланси́ра на подферменнике произведена на цементной подливке.

Конструкция подвижных опорных частей аналогичного типа приведена на фиг. 273. Подвижность опоры обеспечивается здесь устройством под нижним балансиром катков, перемещающихся по стальной подушке, уложенной на подферменном камне. Для обеспечения правильного перемещения катков без перекосов и скольжения имеются следующие устройства: 1) катки имеют по середине заточку прямоугольного сечения,двигающуюся по гребням, устроенным у нижнего баланси́ра и нижней подушки—это предохраняет катки от перекосов и поперечных смещений, 2) с торцов катки связаны между собой уголковыми коротышами, в отверстия которых входят цапфы катков, 3) крайние катки на своих торцах снабжены специальными планками, прикрепленными к каткам и входящими своими концами в пазы, устроенные на боковых поверхностях нижнего баланси́ра. Концы планок очерчены в виде зуба, касающегося паза при разных углах отклонения планок в пределах перемещений катков. Эти планки препятствуют перемещению катков от скольжения вдоль моста, называемому угоном катков.

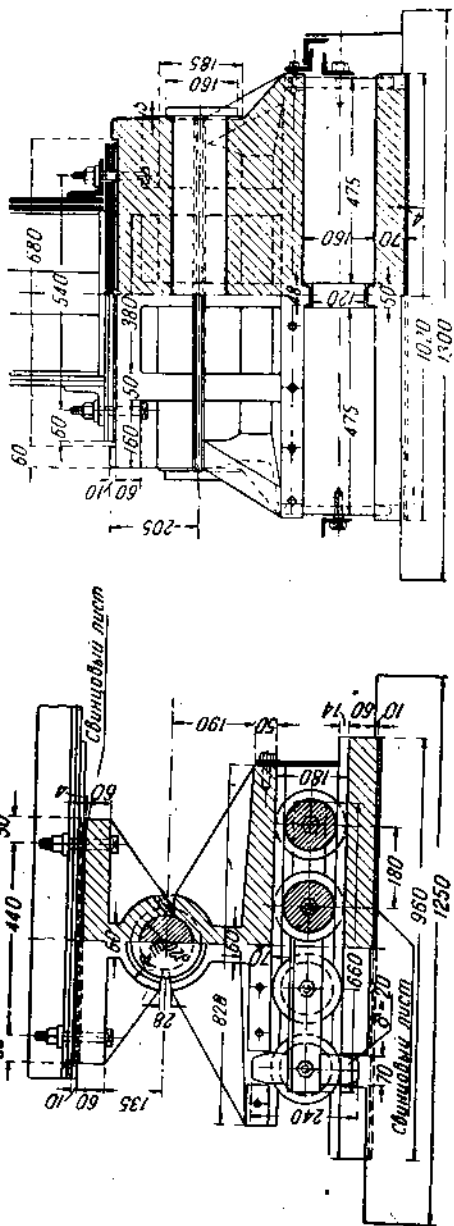
Для лучшей передачи опорного давления от фермы на верхний баланси́р и от нижней подушки на подферменный применены прокладки из листового свинца толщиной 4 мм.

В целях уменьшения трения в сопряжении между балансирами шарнир целесообразно устраивать со свободным касанием цилиндрических поверхностей разного радиуса или цилиндрической поверхности с плоскостью. Для упрощения обработки металла весьма целесообразно применение шарнира с прямоугольным вкладышем, имеющим цилиндрическую верхнюю поверхность (фиг. 275).

Пример конструкции опорных частей с шаровым шарниром приведен на фиг. 276. Вследствие значительной сложности обточки сферических поверхностей опорные части с шаровым шарниром применяются все же редко.

частях. Простейшим устройством такого рода является постановка клиньев под нижней подушкой или вкладышей шарнира опорных частей (фиг. 277). Устройство шарниров в консольных мостах (сопряжение подвесной фермы с консолью) описано в § 9.

Опорные части арочных и висячих мостов в конструктивном отношении аналогичны опорным частям балочных мостов. В арочных мостах шарниры устраивают по типу неподвижных опорных частей, причем для обеспечения точной установки опорных шарниров их снабжают специальными клиновыми приспособлениями. На фиг. 187 приведены опорные части арочного моста, имеющие клиновидный вкладыш в шарнире и клинья по бокам нижнего балансира, обеспечивающие точную регулировку расположения опорных частей. На фиг. 278 приведен разрез тех же опорных частей.



Фиг. 273. Конструкция подвижных балансирующих опорных частей

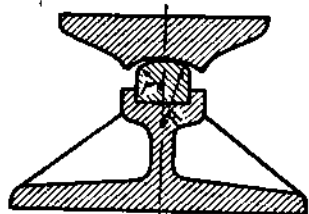
§ 26. Расчет опорных частей

Тангенциальные опорные части

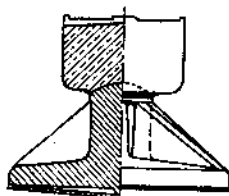
Для расчета тангенциальных опорных частей вводится предположение, что опорное давление A передается в виде сосредоточенной силы на нижнюю подушку



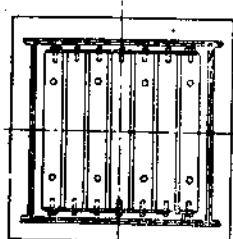
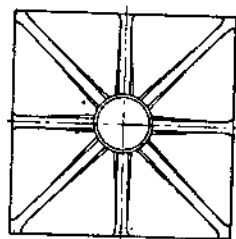
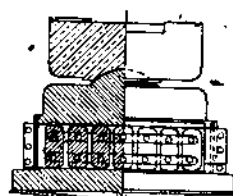
Фиг. 274. Схема устройства срезанных катков



Фиг. 275. Опорные части с вкладышем



Фиг. 276. Опорные части с шаровым шарниром



и распределяется ею равномерно на подферменный камень (фиг. 279,а). Размеры нижней подушки в плане a и b определяются допускаемым давлением на подферменный камень σ по формуле:

$$\frac{A}{ab} \leq \sigma.$$

Соотношение размеров подушки в плане обычно принимается:

$$\frac{a}{b} = 1 - 1,5.$$

Наибольший изгибающий момент в среднем сечении подушки:

$$M = \frac{Aa}{8}.$$

Обозначая далее через h — толщину подушки по середине, получим напряжение в ней от изгиба:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{3 Aa}{4 bh^2},$$

где $W = \frac{bh^3}{6}$ — момент сопротивления сечения подушки по a — a .

Тогда необходимая толщина подушки:

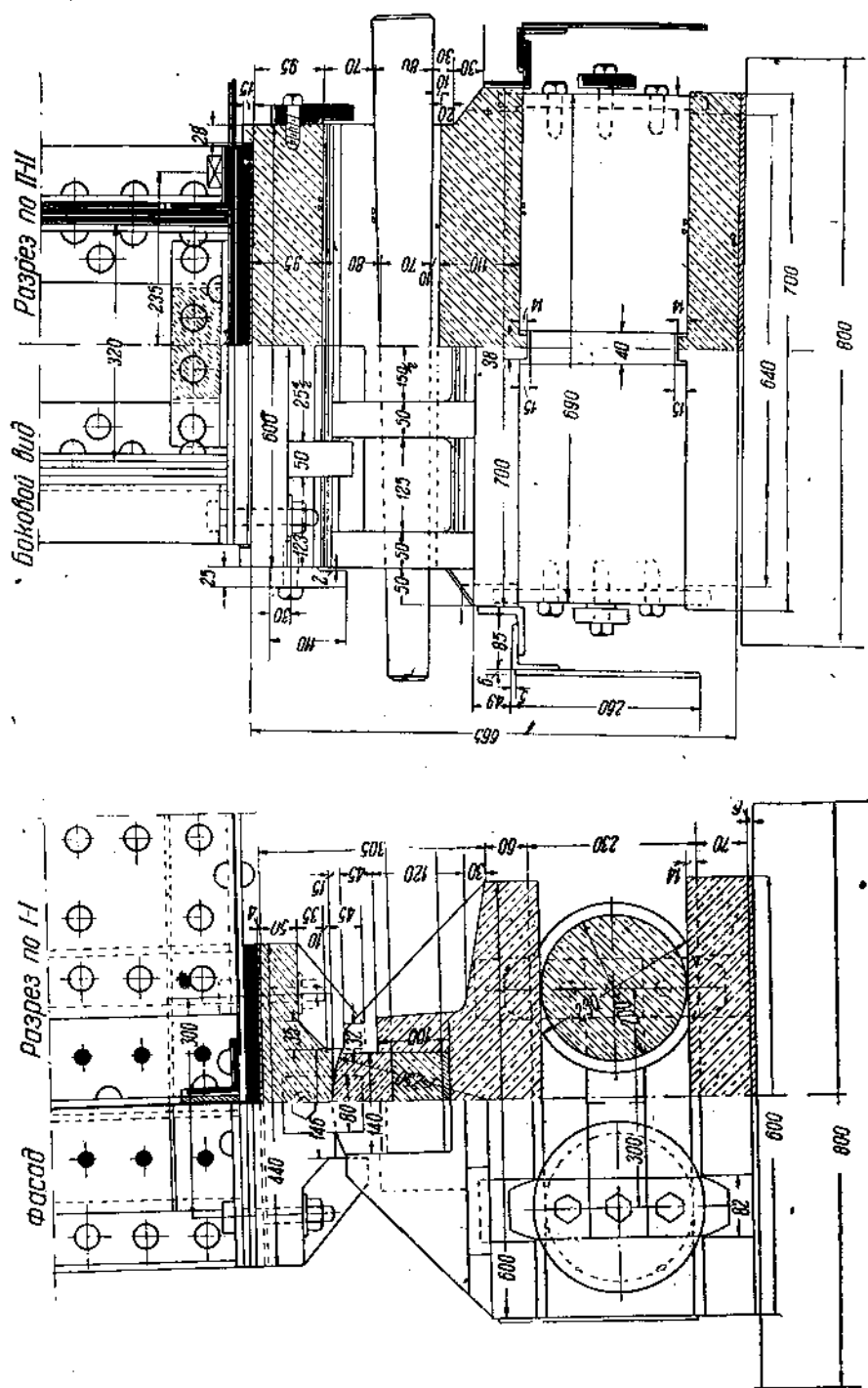
$$h = \sqrt{\frac{3 Aa}{4 b R_{доп}}},$$

Фиг. 278. Опорные части арочного моста

где $R_{доп}$ — допускаемое напряжение на изгиб, принимаемое для литой стали равным 1800 кг/см^2 .

Если подушка имеет в поперечном сечении ($\alpha-\alpha$) не прямоугольное очертание (фиг. 279,б), величина момента сопротивления W определяется как $W = \frac{J}{e}$, где J — момент инерции сечения относительно нейтральной оси $O-O$ и e — расстояние от нейтральной оси до наиболее удаленной точки сечения.

Наибольшее напряжение смятия в месте соприкосновения цилиндрической поверхности верхней подушки с плоской нижней подушкой определяется по формуле Герца:

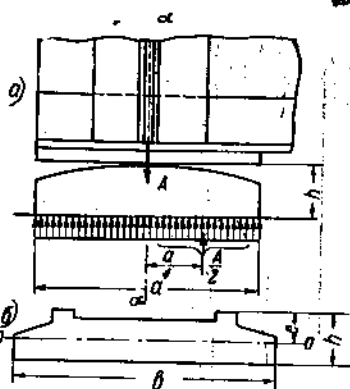


Фиг. 277. Опорные части неразрезного моста с клином для регулирования уровня расположения верхнего балласта

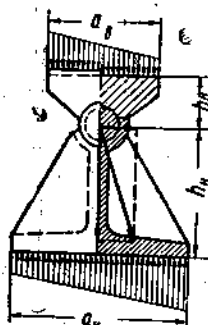
$$\sigma = 0,42 \sqrt{\frac{A \cdot E}{b_1 r}} \leq R_{см},$$

где:

$R_{см}$ — допускаемое напряжение на смятие (по Герцу), принимаемое для стальных отливок равным 7000 кг/см^2 ,



Фиг. 279. Расчет тангенциальных опорных частей



Фиг. 280. К расчету балансиров неподвижных опорных частей

E — модуль упругости материала подушек, принимаемый для литой стали равным 2100000 кг/см^2 ,

b_1 — длина линии касания,

r — радиус цилиндрической поверхности нижней подушки, величину которого рекомендуется принимать: $r \approx 3a$.

Неподвижные балансирные опорные части

Через неподвижные опорные части могут передаваться как вертикальные, так и горизонтальные усилия (например тормозная сила). Поэтому при расчете балансиров опорное давление в общем случае является наклонным, проходит через шарнир и вызывает неравномерное распределение давлений на поверхность верхнего балансира и на подферменный камень.

В обоих балансирах опасным является среднее сечение. Момент в этом сечении при учете неравномерности распределения давлений (фиг. 280):

$$M = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_{cp})}{2} \cdot \frac{a}{2} \cdot b \cdot e,$$

где:

$\sigma_{max} = \frac{A}{ab} + \frac{6Nh}{ba^2}$ — наибольшее давление под балансиром;

$\sigma_{cp} = \frac{A}{ab}$ — среднее давление под балансиром;

$e = \frac{a}{6} \left(\frac{3\sigma_{max} + \sigma_{cp}}{\sigma_{max} + \sigma_{cp}} \right)$ — расстояние от середины балансира до центра тяжести трапециевидальной эпюры давлений;

b — ширина балансира (поперек моста).

В случае прямоугольного очертания расчетного сечения балансира, напряжение в нем от изгиба:

$$\sigma = \frac{6M}{bc^2},$$

где c — высота рабочего сечения балансира.

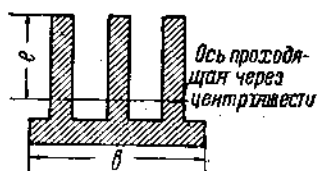
Для ребристого балансира (фиг. 281) напряжение определится формулой:

$$\sigma = \frac{M}{J} e,$$

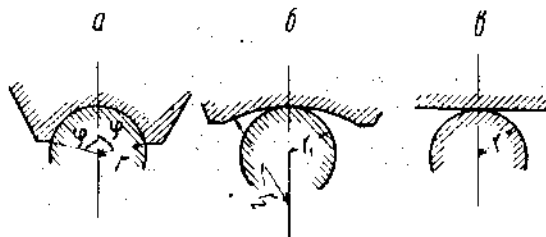
где:

J — момент инерции сечения относительно оси, проходящей через его центр тяжести;

e — расстояние от этой оси до наиболее удаленных точек сечения.



Фиг. 281. К расчету балансира



Фиг. 282. К расчету цапф на смятие

Цапфы и вкладыши опорных частей рассчитывают по формулам Герца на смятие. При плотном касании цилиндрических поверхностей в шарнире (фиг. 282, а) наибольшее напряжение смятия определяется формулой:

$$\sigma = \frac{A}{rl} \cdot \frac{1}{\sin \varphi \cos \varphi + \varphi}$$

что дает при $\varphi = \frac{\pi}{4}$

$$\sigma = \frac{0,8 A}{rl}$$

и при $\varphi = \frac{\pi}{2}$

$$\sigma = \frac{0,65 A}{rl}$$

При плотном касании двух сферических поверхностей:

$$\sigma = \frac{3 A}{2 \pi r^2} \cdot \frac{1}{1 - \cos^3 \varphi}$$

что дает при $\varphi = \frac{\pi}{4}$

$$\sigma = 0,75 \frac{A}{r^2}$$

и при $\varphi = \frac{\pi}{2}$

$$\sigma = 0,50 \frac{A}{r^2}$$

В приведенных формулах:

A — наибольшее давление, передающееся через шарнир,

r — радиусы кривизны соприкасающихся поверхностей,

l — длина линии касания,

φ — половина центрального угла касания поверхностей.

При плотном касании в шарнире развивается значительное трение, возрастающее с увеличением его диаметра.

При свободном касании двух цилиндрических поверхностей (фиг. 282, б)

$$\sigma = 0,423 \sqrt{\frac{AE}{l} \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)}$$

При касании цилиндра с плоскостью (фиг. 282, в) формула эта принимает вид

$$\sigma = 0,423 \sqrt{\frac{A \cdot E}{lr}}$$

При свободном касании двух сферических поверхностей:

$$\sigma = 0,394 \sqrt{A \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)^2 E^2}$$

При касании шара с плоскостью эта формула принимает вид:

$$\sigma = 0,394 \sqrt[3]{\frac{AE^2}{r^2}}.$$

Подвижные катковые опорные части

Подвижной конец металлической балочной фермы может иметь перемещения, состоящие из температурного удлинения фермы и перемещения от деформации фермы под временной нагрузкой.

Перемещение от изменения температуры определяется формулой:

$$\Delta_1 = \alpha t L,$$

где:

α — коэффициент линейного расширения стали, принимаемый равным 0,000011,
 t — расчетная разность температур, принимаемая в соответствии с местными условиями, но не более чем $\pm 40^\circ$,
 L — длина ферм.

Перемещение от деформации под временной нагрузкой определяется обычными методами статике сооружений для случая наименее выгоднейшей загрузки. Приблизительно величина перемещения от деформации фермы при нижнем горизонтальном поясе может быть определена по формуле:

$$\Delta_2 = \frac{\sigma l}{\beta E},$$

где:

σ — среднее напряжение в поясе от временной нагрузки,
 l — пролет ферм,
 E — модуль упругости стали,
 β — конструктивный коэффициент, учитывающий понижение действительных напряжений в поясе вследствие влияния дополнительных элементов (ориентировочно $\beta = 1,5$).

Вместе с концом фермы перемещаются и балансиры опорных частей; катки же имеют вдвое меньшее перемещение:

$$\Delta_k = \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}.$$

Необходимая длина балансира, а также нижней подушки под катками определяется:

$$a = k\lambda + 2\Delta_k + 2c,$$

где:

k — число катков,
 λ — расстояние между их центрами, назначаемое из условий удобства очистки пути катания,
 c — запас, принимаемый не менее 5 см.

Диаметр катков определяется проверкой напряжений на смятие по формуле Герца:

$$\sigma_{см} = 0,42 \sqrt{\frac{pE}{r}},$$

где:

$p = \frac{A}{kl}$ — погонное давление на каток,
 l — длина катков (поперек моста).

Кроме проверки на смятие катки рассчитывают на раздробление по напряжению, возникающему в горизонтальном диаметрально сечении:

$$\sigma_p = \frac{A}{kla}.$$

Допускаемое напряжение на раздробление для катков из литой стали принимается $p_p = 65 \text{ кг/см}^2$.

Для уменьшения трения и лучшей работы подвижной опоры катки не следует делать малого диаметра.

По техническим условиям диаметр катков (в мм) не должен быть меньше

$$d_{\min} = 130 + l, \quad \text{мм}$$

где l — расчетный пролет фермы в метрах.

Балансиры и шарнир между ними рассчитывают аналогично тому, как и в неподвижной опоре. При этом нижний балансир рассчитывают на излом в предположении, что давления, передающиеся на катки, одинаковы. Тогда изгибающий момент в расчетном (среднем) сечении балансира при наибольшем смещении катков будет (фиг. 283, а):

$$M_1 = \frac{A}{k} \sum (a + \Delta_k),$$

где a — расстояния от катков до оси балансира при нормальном их расположении.

Знак суммы распространяется на число катков, располагающихся под половиной балансира со стороны, противоположной направлению перемещения.

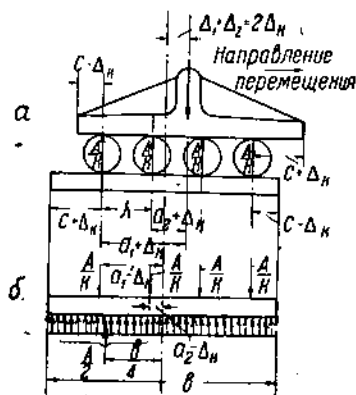
Нижнюю плиту рассчитывают на изгиб в предположении равномерного распределения давления, передаваемого подферменнику. Изгибающий момент в середине плиты при учете сдвинутого положения катков (фиг. 283, б):

$$M = \frac{Ab}{8} - \frac{A}{k} \sum (a - \Delta_k)$$

и под крайним катком

$$M' = \frac{A}{2b} (c + \Delta_k)$$

где b — длина нижней подушки.



Фиг. 283. К расчету подвижных опорных частей

Глава VII

ПРИМЕНЕНИЕ СВАРКИ В МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТАХ

§ 27. Общие сведения

Соединение металлических элементов посредством сварки известно уже давно. Однако широкое практическое применение в металлических конструкциях сварка стала получать лишь в середине прошлого десятилетия. В мостостроении сварка начала применяться еще позже, примерно с 1928 г. В настоящее время сварка благодаря ряду существенных своих преимуществ завоевала весьма широкое применение в промышленных и гражданских металлических конструкциях и постепенно начинает все более внедряться в строительство металлических мостов.

Основным преимуществом сварных конструкций по сравнению с клепаными является значительная экономия в металле. Экономия в металле получается главным образом за счет более полного использования сечений элементов конструкции, не имеющих ослабления заклепочными дырами, которые в клепаных конструкциях ослабляют сечения на 15—20%. Далее, в сварных конструкциях уменьшается число дополнительных элементов: вставок, накладок, планок и др.

Кроме того применение сварки часто дает возможность образовывать из прокатного металла более рациональные формы элементов, обладающие большей жесткостью и требующие минимума соединительных элементов (например замкнутые коробчатые элементы). При этом сварка позволяет уменьшить применение в конструкции профильного прокатного металла, а в некоторых случаях даже полностью обойтись одним только листовым металлом.

При сварке упрощаются также изготовление и монтаж конструкции, так как отпадает необходимость в разметке и сверловке металла, строжке и пригонке

элементов и т. п. Уменьшается также количество потребной рабочей силы и ускоряются темпы работ.

В итоге применение сварки дает уменьшение стоимости сравнительно с клепаными конструкциями, достигающее 30—50%.

Наряду с перечисленными существенными преимуществами сварные соединения обладают также и недостатками. Сварные соединения, как показывает опыт, обладают значительно большей жесткостью, чем клепанные. Материал сварных швов получается менее однородным и несколько более хрупким, чем материал свариваемых элементов. Кроме того качество сварных соединений, а следовательно, и их прочность, всецело зависят от индивидуальных способностей сварщика, его опытности и тщательности работы. При этом выяснение качества сварных соединений при приемке работ, а также при эксплуатации конструкции чрезвычайно затруднительно.

Поэтому применение сварки в сооружениях, работающих на динамическую нагрузку, и в частности в мостах, проводится с большой осторожностью. Однако за последние годы применение сварки в металлических мостах значительно продвинулось вперед. Наиболее смелые шаги в этом направлении проделаны за последние годы Германией, построившей большое количество крупных сварных мостов с пролетами, достигающими 100 м.

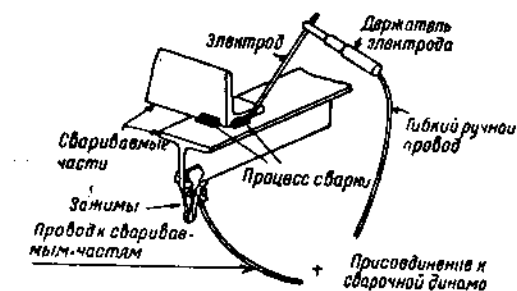
В автодорожных мостах влияние временной нагрузки, по сравнению с постоянной, невелико; это создает наилучшие условия для применения сварки.

Сварка является также незаменимым средством для усиления пролетных строений металлических мостов, требуемого в связи с ростом обращающихся по ним грузов. Помощью сварки оказывается возможным просто и быстро усиливать как отдельные элементы конструкции, так и их соединения, без перерыва движения по мосту.

Способы сварки

Из различных видов сварки, употребляемых для соединения металлических элементов, в мостостроении находят себе применение: газовая сварка и сварка при помощи электрического тока. Электрическая сварка в свою очередь бывает двух видов: дуговая и контактная. Наиболее широкое применение имеет дуговая электросварка.

1. Газовая сварка состоит в том, что при помощи специальной горелки производится сжигание горючего газа: водорода, ацетилена или других газов в атмосфере кислорода. При этом происходит интенсивное горение и развивается температура, достигающая 2000—4000° С. Пламя горелки направляют на свариваемые элементы и в него вводится стержень так называемого



Фиг. 284. Схема дуговой сварки

го присадочного металла. Под действием пламени происходит оплавление свариваемых элементов в месте шва, присадочный же стержень расплавляется и постепенно заполняет пространство между свариваемыми элементами, образуя прочный шов.

Газовая сварка в мостостроении применяется весьма редко, главным образом вследствие более высокой ее стоимости сравнительно с электрической сваркой.

2. Электрическая дуговая сварка. Из различных существующих способов дуговой электрической сварки наибольшее применение в металлических конструкциях получила сварка по способу Славянова.

Сущность этого способа сварки заключается в том (фиг. 284), что между свариваемыми элементами и специальным металлическим электродом в виде тонкого стержня ($d = 4—5$ мм) образуется вольтова дуга. Благодаря высокой температуре, развивающейся в дуге, конец электрода расплавляется и жидкий металл, стекая на разогретые поверхности элементов, заполняет шов и по остывании соединяет эти элементы.

Дуговую сварку производят постоянным или переменным током, напряжением 25—65 вольт. Сварка постоянным током дает лучшие результаты, так как при переменном токе дуга получается менее устойчивой, что понижает качество сварки. На качество сварки оказывают большое влияние материал электродов и режим сварки. Для улучшения качества сварки применяют специальную обмазку электродов, которая, расплавляясь вместе с электродом, создает вокруг расплавленного металла защитный слой, предотвращающий возможность образования окислов и нитридов в электрометалле, вредно действующих на сварку.

Кроме способа Славянова применяются также сварка по способу Бернардоса, в котором дуга образуется между свариваемыми элементами и угольным электродом, и сварка по способу Церенера, где дуга образуется между двумя угольными электродами. Сварка по методу Церенера применяется весьма редко, способ же Бернардоса применяется главным образом для электрорезки металла.

В целях предохранения расплавленного металла сварки от окисляющего действия воздуха в последнее время стали применять а т о м н о - в о д о р о д н у ю сварку. При этом способе сварки в пламя вольтовой дуги пропускается струя водорода, который под действием высокой температуры переходит из молекулярного состояния в атомное. Удаляясь от центра горения, водород вновь переходит в молекулярную форму, выделяя при этом значительное количество тепла, которое и создает необходимую для сварки температуру (до 4000° С). При этом место сварки оказывается предохраненным от вредного воздействия воздуха завесой из водорода.

3. *Контактная сварка*, или сварка сопротивлением, заключается в том, что между торцами свариваемых элементов пропускают ток большой силы, который встречает в месте стыка большое сопротивление и нагревает его до температуры оплавления. Вслед за этим соединяемые элементы прижимаются один к другому, в результате чего получается их сваривание. Этот способ сварки находит себе применение только при сварке круглого металла (арматура железобетонных мостов), в металлических же конструкциях он не применяется.

Разновидностью контактной сварки является т о ч е ч н а я сварка, применяемая для сплачивания металлических листов. При точечной сварке соединяемые листы накладывают один на другой и зажимают между электродами, через которые пропускают ток. Ток доводит металл листов под местами расположения электродов до температуры сваривания, и под давлением электродов образуется точечная сварка.

В металлических мостовых конструкциях точечная сварка пока не получила большого применения.

Основные особенности сварки

Расплавленный металл, заполняющий при сварке шов, проникает в разогретый поверхностный слой основного металла на глубину 2—3 мм. От сильного сосредоточенного нагрева в структуре основного металла происходят изменения, сводящиеся к уменьшению размера зерен феррита. Качество сплавления металла шва с основным металлом, или так называемый п р о в а р шва, сильно влияет на прочность соединения. Непровар шва существенно уменьшает его прочность. Пережог шва, при котором металл шва слишком глубоко проникает в основной металл, также ослабляет соединение вследствие сильного изменения структуры металла вблизи шва.

Вследствие усадки металла шва при остывании в сварных соединениях возникают дополнительные напряжения, а при несимметричных соединениях возможно коробление элементов конструкции.

При статическом испытании прочности сварных соединений исследуемые образцы, как правило, разрушаются по целому металлу, при испытаниях же на усталость наблюдается обратное явление — образцы разрушаются по шву.

Это обстоятельство, объясняемое неоднородностью строения металла в шве и изменениями структуры основного металла вблизи шва, является одной из основных причин осторожности, имеющей место в вопросе применения сварки для мостов, работающих на динамическую нагрузку.

§ 28. Способы соединения металлических элементов сваркой

Основные типы швов

В зависимости от своего расположения во время сварки (фиг. 285) швы разделяются на: *нижние*, когда электрод держится над швом и наплавляемый металл естественным путем стекает на шов; *горизонтальные* и *вертикальные* швы, в которых металл шва наносится электродом сбоку, и *верхние* или *потолочные* швы, когда металл шва наносится снизу. Нижние швы являются наиболее удобными и обеспечивают наилучшее качество работ. Потолочные швы наиболее неудобны и получаются худшего качества. Поэтому в мостовых конструкциях применения потолочных швов следует избегать.

Основные типы сварных соединений

Практикой проектирования и постройки металлических сварных конструкций выработаны следующие основные типы сварных соединений, которые могут применяться при проектировании сварных металлических пролетных строений автогужевых мостов:

- соединение впритык,
- соединение внахлестку,
- соединение помощью накладок,
- соединение электрозаклепками и пробками,
- соединение прорезями.

А. Соединение впритык.

Соединение впритык при толщине свариваемых элементов меньше 5 мм осуществляется по способу, указанному на фиг. 286, а. При этом не требуется никакой специальной обработки кромок стыкуемых элементов.

При толщине стыкуемых элементов от 5 мм приблизительно до 15 мм устраивают шов, показанный на фиг. 286, б. Этот тип шва применяют и при больших толщинах в случаях, когда сваривание может производиться только с одной стороны.

При толщине элементов более 15—20 мм применяют двухсторонний шов, изображенный на фиг. 286, в. Оба шва (фиг. 286, б и в) требуют предварительного скашивания кромок стыкуемых элементов под углом от 60 до 90°. Так как прочность металла шва оказывается несколько меньшей, чем металла соединяемых элементов, то швы типа б и в делают с наплывом толщиной 0,20—0,25 толщины стыкуемых элементов.

При приварке впритык к перпендикулярному элементу применяются соединения, изображенные на фиг. 286, г и д.

Величина допускаемого усилия на соединение впритык определяется формулой:

$$S = ahn,$$

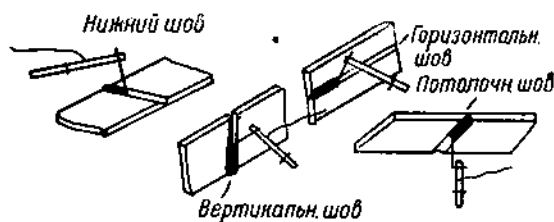
где:

a — длина шва,

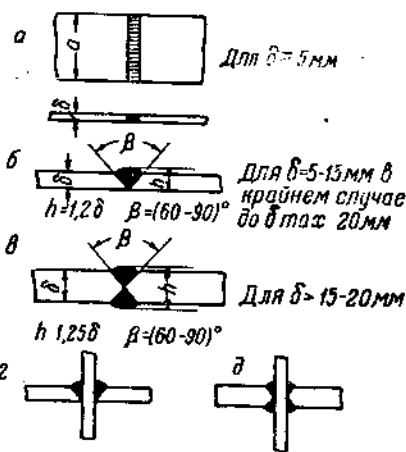
h — расчетная толщина шва,

n — допускаемое напряжение для сварки на растяжение (сжатие).

Соединение впритык элементов различной толщины производится согласно фиг. 287, а; расчет такого соединения делается по толщине более тонкого (δ) из соединяемых элементов.



Фиг. 285. Основные типы швов



Фиг. 286. Соединение сваркой впритык

Возможно устройство соединения впритык швом, направленным не перпендикулярно к усилию, а под некоторым углом γ (фиг. 287, б); в этом случае площадь плоскости разрыва шва увеличивается, что делает его более работоспособным.

Б. Соединение внахлестку. Соединение внахлестку не является типичной для сварки формой и заимствовано из клепаных конструкций. Тем не менее этот способ соединения часто оказывается целесообразным и довольно широко применяется в сварных конструкциях. Основным преимуществом соединения внахлестку является отсутствие необходимости предварительной обработки кромок стыкуемых элементов.

При соединении внахлестку применяют торцевые (лобовые) или фланговые швы.

Торцевым называют шов, перпендикулярный направлению действующего усилия. Фланговым — шов, расположенный параллельно усилию.

Основные способы соединения внахлестку представлены на фиг. 288. Тип а с одиночным торцевым швом нерационален и в мостостроении применяется редко, — преимущественно в неответственных местах или в комбинации с другими соединениями.

Типы б и в с двумя торцевыми швами дают хорошее соединение; расстояние между швами L делается не менее $(5-8)\delta$, где δ — толщина свариваемых элементов.

Тип г представляет комбинацию торцевого шва с двумя фланговыми. Тип д представляет соединение с одними фланговыми швами. Нормальная длина флангового шва не должна превышать 25δ ; при большей длине напряжения в шве распределяются очень неравномерно, что необходимо учитывать понижением величины допускаемого напряжения в шве.

По форме своего поперечного сечения швы могут быть выпуклыми или полными, треугольными и неполными (фиг. 289). В металлических конструкциях, как правило, применяется первый тип. При расчете же очертание шва условно приписывается по треугольнику. Неполные швы допускаются только в нерабочих соединениях. Торцевые швы принято условно рассчитывать на разрушение от нормальных напряжений по наиболее слабому сечению $x-x$ (фиг. 290);

расчетная толщина шва в этом сечении $h_1 = \frac{h}{2} \approx 0,7h$. Тогда допускаемое усилие на торцевой шов:

$$S = 0,7 \cdot h \cdot a \cdot n,$$

где:

h — высота шва,

a — длина шва,

n — допускаемое напряжение сварки на растяжение (сжатие).

Фланговые швы рассчитывают на срезывание по наиболее слабому сечению, совпадающему с биссектрисой прямого угла шва. Допускаемое усилие на фланговый шов:

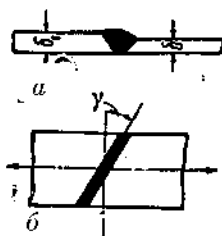
$$S = 0,7 \cdot h \cdot l \cdot t,$$

где:

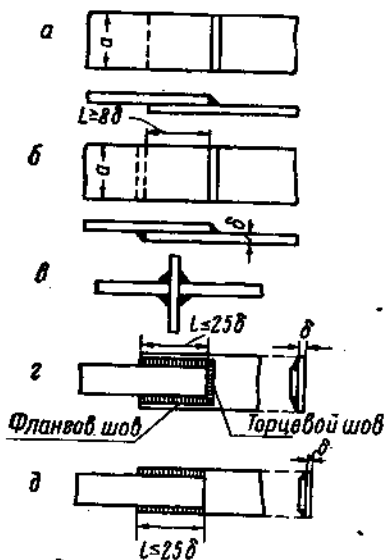
h — высота шва,

l — длина флангового шва,

t — допускаемое напряжение сварки на срез.



Фиг. 287. Соединение впритык элементов разной толщины



Фиг. 288. Соединение внахлестку со сваркой торцевыми и фланговыми швами

При прикреплении фланговыми швами элемента, имеющего асимметричный профиль, например уголка к фасонному листу (фиг. 291), усилие, действующее на каждый шов, определяется по правилу рычага:

$$S_1 = S \frac{z_1}{b},$$

$$S_2 = S \frac{z_2}{b},$$

где:

S — усилие, действующее на прикрепление,

b — ширина прикрепляемого элемента,

z_1 и z_2 — расстояния рассматриваемых швов от оси прикрепляемого элемента.



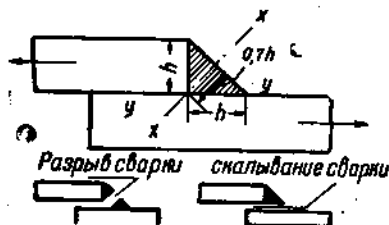
Фиг. 289. Типы поперечных сечений швов

В комбинированном соединении (фиг. 288, г), состоящем из двух фланговых и торцевого швов, суммарное допускаемое усилие определяется как сумма усилий, могущих быть воспринятыми каждым швом в отдельности:

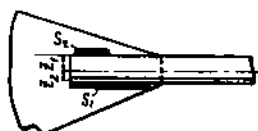
$$S = 0,7 h a n + 1,4 h l t.$$

В прикреплениях, не требующих большой прочности, а также в связующих соединениях, часто применяют прерывистые фланговые и торцевые швы, или так называемые соединения шпонками (фиг. 292).

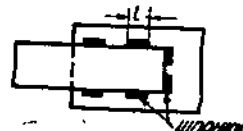
Преимуществом прерывистых швов является уменьшение количества сварочных работ, не-



Фиг. 290. Схема работы и разрушения торцевого шва



Фиг. 291. Прикрепление фланговыми швами уголка к фасонному листу



Фиг. 292. Прерывистый (шпоночный) шов

достатком — меньшая влагонепроницаемость соединения сравнительно с имеющим сплошные швы. Расчет шпоночных швов производится аналогично расчету простых швов.

В. Соединение помощью накладок. Соединения помощью накладок широко применяются в сварных металлических конструкциях. Такие соединения могут быть односторонними (фиг. 293, а), двухсторонними (фиг. 293, б) и кусковыми (фиг. 293, в). Размер и число накладок определяются расчетом и конструктивными условиями.

Часто применяют комбинацию шва впрыток с соединением помощью накладок (фиг. 293, г и д).

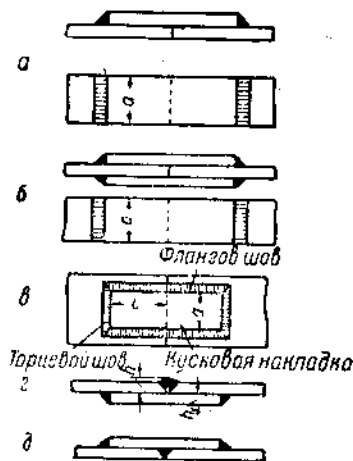
Расчет соединений с накладками производят теми же способами, как и соединений внахлестку. Допускаемое усилие на кусковую накладку определяется как для комбинации торцевого и флангового швов.

Если накладка добавляется в качестве усиления к соединению впрыток (фиг. 293, г и д), то допускаемое усилие определяют суммированием допускаемых усилий на каждый отдельный шов:

$$S = h a n + 0,7 h_1 a n.$$

Соединение по типу г прочнее, чем по типу д, но несколько труднее для выполнения вследствие необходимости производства сварки с двух сторон.

Г. Соединение электрозаклепками и пробками. Электрозаклепки (фиг. 294) и пробки (фиг. 295) употребляются в сварных конструкциях или как рабочие



Фиг. 293. Сварные соединения с накладками

элементы соединений, передающие усилия, или же как сплавляющие соединения, обеспечивающие плотное касание широких элементов, сваренных по краям.

При устройстве электрозаклепок в одном из связываемых элементов просверливают отверстия, которые затем заполняют расплавленным электрометаллом. Для обеспечения лучшего провара стенки отверстий рабочих электрозаклепок раззенковывают под углом $\beta = 60-90^\circ$. В сплавляющих электрозаклепках раззенковка дыр не обязательна. Внутренний (рабочий) диаметр электрозаклепок принимают равным $d = (1,5-2,5)\delta$.

Соединение электрозаклепками может применяться и в сочетании с другими видами соединений, например с торцевым швом (фиг. 294, б).

Электрозаклепки являются типичной формой соединения, заимствованной из клепаных конструкций. Основным недостатком электрозаклепок является ослабление ими сечения соединяемых элементов, учитываемое для растянутых элементов.

Допускаемое усилие на одну электрозаклепку:

$$S = \frac{\pi d^2}{4} t,$$

где:

d — рабочий диаметр заклепки,

t — допускаемое напряжение сварки на срезывание.

Число рабочих электрозаклепок в ряду, по направлению действия силы, не должно превышать 3—4.

Пробочные соединения состоят из отверстий, просверленных насквозь через все соединяемые элементы и залитых электрометаллом (фиг. 295). Допускаемое усилие на пробку определяется так же, как и на электрозаклепку. Иногда применяют пробочные соединения по типу б (фиг. 295) по краям соединяемых элементов. Этот тип соединения следует применять только в нерабочих элементах или в комбинации с торцевыми швами (фиг. 295, в).

Д. Соединение помощью прорезей. Соединение помощью прорезей (фиг. 296) осуществляется путем устройства в одном из соединяемых элементов прорезей с раззенкованными или прямыми стенками, заполняемой полностью электрометаллом. Длина прорезей принимается $e = (5-25)\delta$. Ширина в рабочей части $d = (1,5-2,5)\delta$; ширина наружной части $D = d + 2\delta$ — при раззенковке стенок.

Допускаемое усилие на прорезь:

$$S = edt,$$

где:

e — рабочая длина прорези,

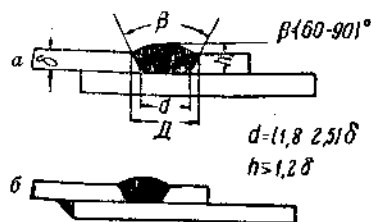
d — рабочая ширина прорези,

t — допускаемое напряжение сварки на срезывание.

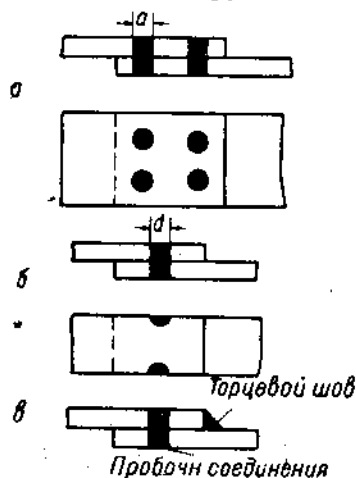
Прорези применяют редко, хотя они и являются вполне рациональным способом соединения. Применение их в комбинации с фланговыми швами бывает рациональным в прикреплениях мощных элементов.

§ 29. Типы сечений элементов сварных мостов

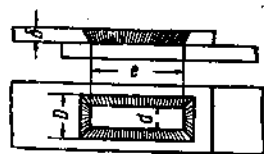
Опыт проектирования и постройки сварных мостов пока еще так невелик, что твердо выработавшихся типов сечений элементов сварных конструкций еще не имеется. При этом в немногочисленных осуществленных до сего времени сварных конструкциях мостов наблюдается сильное подражание формам, применяемым



Фиг. 294. Соединение помощью электрозаклепок



Фиг. 295. Соединение помощью пробок



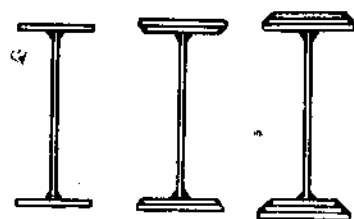
Фиг. 296. Соединение помощью прорезей

в клепаемых конструкциях, часто не соответствующим характерным особенностям сварки, как способа соединения металлических элементов.

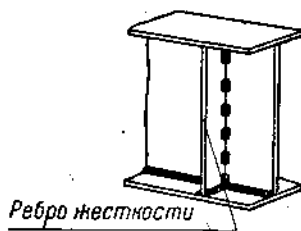
Поэтому приводимые ниже данные о сечениях элементов и конструкции сварных металлических пролетных строений не следует рассматривать как исчерпывающие. Они должны лишь служить отправными точками при проектировании сварных мостов.

Балки, работающие на изгиб

Общепринятым поперечным сечением балки, работающей на изгиб как клепаной, так и сварной является двутавровое сечение. В сварных конструкциях двутавровые сечения образуются из вертикального листа и приваренных к нему (без уголков) горизонтальных листов. Желательно применение одного горизонтального листа в каждом поясе балки. В случае отсутствия толстого металла возможно применение двух и трех листов (фиг. 297), хотя этим уве-



Фиг. 297. Типы сечений двутавровых сварных балок



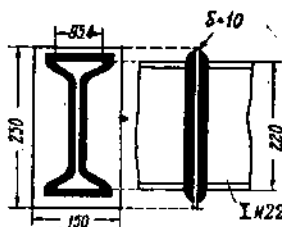
Фиг. 298. Устройство ребер жесткости в сварной двутавровой балке

личивается объем сварочных работ. Расположение швов, соединяющих между собой горизонтальные листы, должно обеспечивать удобство сварки.

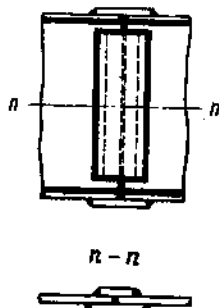
Вертикальная стенка укрепляется ребрами жесткости (фиг. 298), играющими ту же роль, что и уголки жесткости в клепаемых балках. Ребра жесткости, образованные из полосового металла, приваривают к вертикальной стенке и горизонтальным листам помощью сплошных или прерывистых швов.

Ребра жесткости на обеих сторонах вертикального листа ставят или одно против другого, или же несколько сдвинуто, во избежание сосредоточения в одном месте большого числа швов.

В стыках двутавровых балок небольшого сечения может быть применена непосредственная сварка торцов или же обварка сечения по контуру с применением прокладного листа (фиг. 299).



Фиг. 299. Стык двутавровой балки с прокладным листом



Фиг. 300. Стык двутавровой балки

В более мощных балках стык приходится устраивать с применением накладок, приваренных к вертикальному и горизонтальным листам (фиг. 300).

Элементы, работающие на продольную силу

Сечения элементов сварных ферм желательно образовывать из возможно меньшего числа составных частей для уменьшения объема сварочных работ. Типы сечений растянутых поясов приведены на фиг. 301.



Фиг. 301. Типы сечений растянутых поясов сварных ферм



Фиг. 302. Сечения сжатых поясов легких ферм

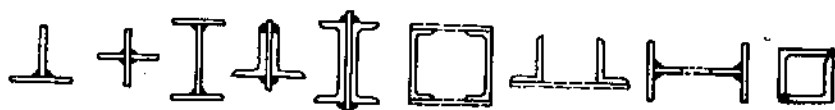
элементы решетки примыкают к вертикальным листам поясов, то большую часть материала поясов следует концентрировать в вертикальных листах. Швы, со-

единяющие элементы этих сечений, делают прерывистыми. Элементы таврового сечения требуют усиления трехугольными ребрами жесткости; ветви двухстенчатых элементов соединяют между собой диафрагмами и планками или решетками.



Фиг. 303. Двухстенчатые сечения сжатых поясов

Сжатые верхние пояса легких ферм устраивают таврового сечения по типу фиг. 302. Нижняя кромка вертикального листа обычно окаймляется полосой



Фиг. 304. Типы сечений элементов решетки сквозных ферм

жесткости. Сечения более мощных элементов сжатых поясов образуют по типу фиг. 303. Сечения элементов решетки сквозных ферм образуют из листового, уголкового или швеллерного металла. Сечения из уголков и швеллеров аналогичны сечениям элементов клепаных ферм.

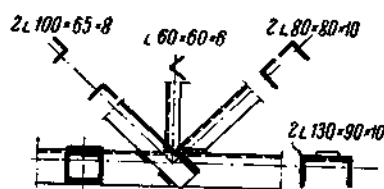
Типы сечений элементов решетки, применяемые для сварных ферм, представлены на фиг. 304.

§ 30. Узлы и соединения элементов сварных ферм

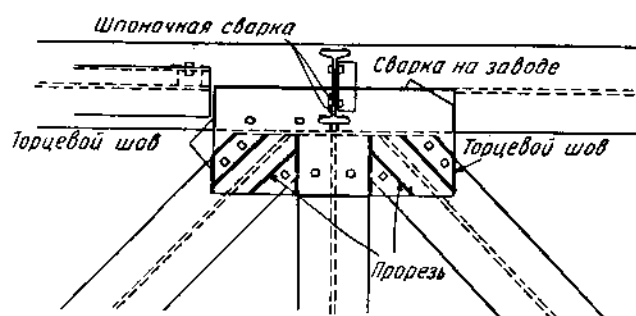
В легких сварных решетчатых фермах узловые сопряжения элементов могут быть выполнены без фасонки — непосредственной приваркой элементов решетки



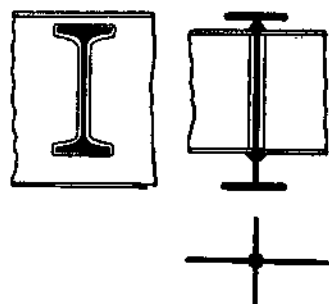
Фиг. 305. Узел сварной фермы без фасонки



Фиг. 306. Узел сварной фермы без фасонки



Фиг. 307. Узел сварной фермы с фасонкой



Фиг. 308. Сопряжение балок впритык с обваркой по контуру

к поясам. Примеры конструкции таких поясов приведены на фиг. 305 и 306. В узле, представленном на фиг. 305, все элементы имеют сварное тавровое сечение. Вертикальные стенки тавров-раскосов срезаны косо и сварены с вертикальным листом пояса. Горизонтальные листы тавров-раскосов прорезаны и приварены к вертикальному листу пояса фланговыми швами.

Фиг. 306 представляет конструкцию узла при двухстенчатых сечениях элементов. Сжатые элементы решетки приварены впритык к горизонтальным полкам поясных уголков.

Недостатком обеих конструкций является необходимость пригонки концов элементов решетки, привариваемых впритык к поясам.

В более тяжелых фермах непосредственная приварка элементов решетки к поясам оказывается уже недостаточной и приходится прибегать к применению узловых фасонок (фиг. 307).

Для облегчения сборки сварных конструкций в монтажных соединениях устраивают временные скрепления монтажными болтами или клямерами. На фиг. 307 видны монтажные болты узлового соединения. После сварки узла дыры монтажных болтов заваривают.

Сопряжение сварных балок между собой отличается большой простотой. Наиболее типичным решением является сопряжение впритык с обваркой по контуру балки (фиг. 308).

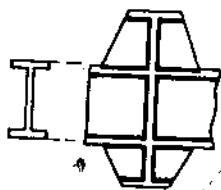
Для усиления прикрепления при балках разной высоты целесообразно устройство консольных листов (кронштейнов) (фиг. 309). При этом для облегчения монтажных работ к нижней консоли приваривают горизонтальный лист-столлик, на который можно установить балку.

Пример конструкции сопряжения поперечной балки моста с главной фермой представлен на фиг. 310. Прикрепление осуществлено обваркой торца поперечной балки и усилено постановкой дополнительного листа (угловой косынки), расположенного поверх балки и обваренного по всему контуру как в месте примыкания его к стойке, так и к балке.

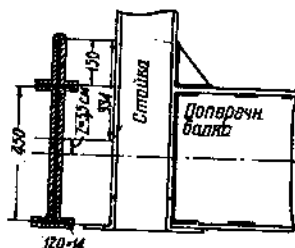
§ 31. Примеры применения сварки в мостостроении

Мост через р. Аллер у Вердена

Интересным примером конструкции сварного моста со сплошными балками является мост через



Фиг. 309. Сопряжение балок с консольными листами

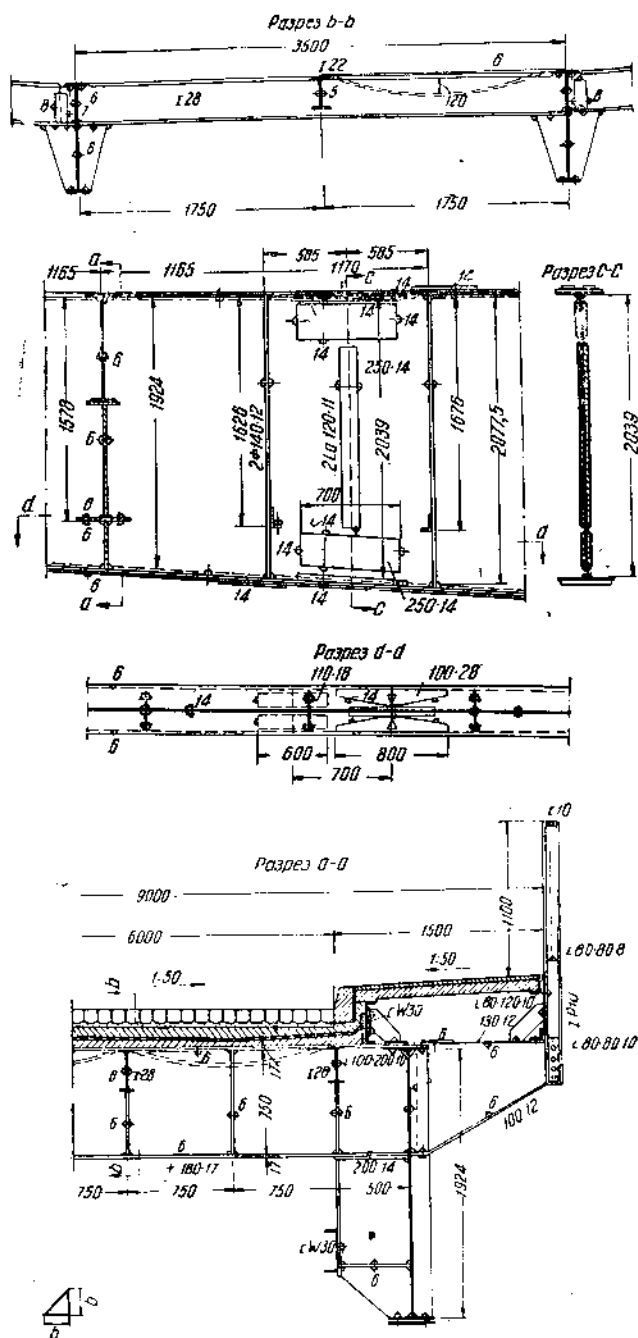


Фиг. 310. Прикрепление поперечной балки к главной ферме

р. Аллер у Вердена (фиг. 311). Пролетное строение моста запроектировано в виде балок Гербера. Главные, поперечные и продольные балки изготовлены из стали повышенного качества (St 52), все прочие элементы — из обычной стали (St 37). Главные балки имеют вертикальную стенку толщиной 14 мм и два горизонтальных листа 340×22 мм специального профиля (фиг. 312), прокатываемого в Герма-

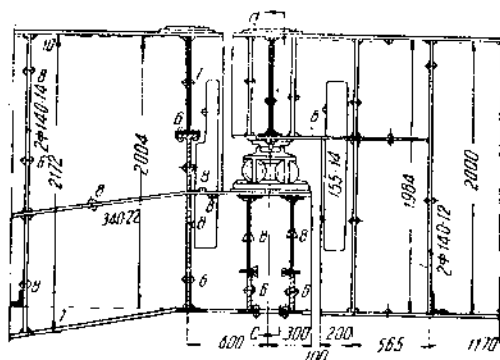
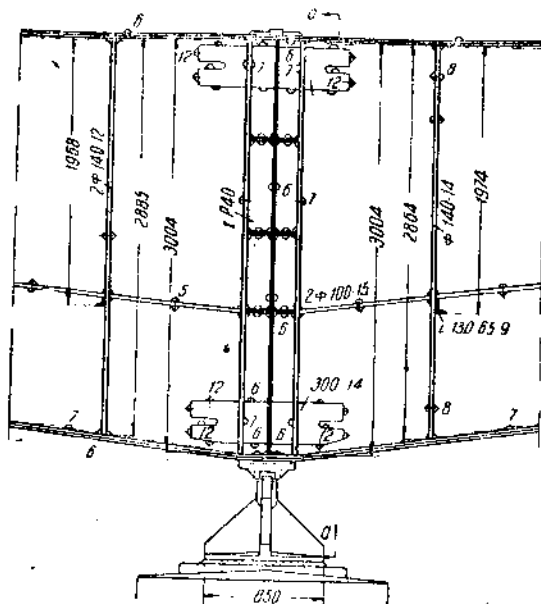
SECRET

THREE LACERTS



Фиг. 313. Конструкция главной балки и проезжей части

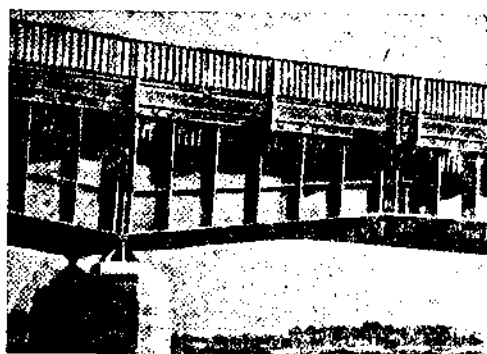
Развитие сечения главных балок достигается увеличением высоты их над опорами и наваркой дополнительных горизонтальных листов 300×14 и 300×18 мм.



Фиг. 314. Детали конструкции главной балки над опорой и в месте опирания подвесной балки

(фиг. 313). Все стыки как горизонтальных, так и вертикальных листов перекрываются с помощью накладок. Над опорой вертикальная стенка балки прервана и вместо нее введен прокатный двутавр № 40, служащий опорной стойкой жесткости (фиг. 314).

Проезжая часть моста имеет железобетонную плиту, опирающуюся на прокатные продольные балки, поддерживаемые сварными поперечными балками. Детали конструкции проезжей части видны из фиг. 313.



Фиг. 315. Общий вид моста через р. Аллер у Вердена

В общем рассмотренный проект сварного моста следует признать не вполне удачным и несколько тяжелым (фиг. 315); экономия веса, достигнутая применением сварки, составляет только 12% сравнительно с клепаной конструкцией.

Мост через р. Майн у Оффенбаха

В качестве второго примера конструкции сварного пролетного строения со сплошной стенкой на фиг. 316 приведен мост через р. Майн у Оффенбаха.

Пролетное строение представляет собой шестипролетную неразрезную балку со сплошной стенкой длиной в 235,5 м с наибольшим пролетом в 40,1 м. Проезжая часть моста состоит из железобетонной плиты, опирающейся непосредственно на четыре главные балки (фиг. 317). Главные балки двутаврового сечения со сплошной стенкой имеют сварные заводские соединения, монтажные же соединения, вследствие сомнения в возможности обеспечения должного качества сварных соединений в монтажных условиях, сделаны клепаными. Конструкция главных балок в фасаде и плане представлена на фиг. 318.

Изменение момента инерции сечения балки достигается изменением числа горизонтальных листов. Расположение клепаных монтажных стыков балок выбралось в местах наименьших изгибающих моментов; поэтому наличие заклепочных отверстий не требует увеличения сечений. На заводе главные балки сваривались по

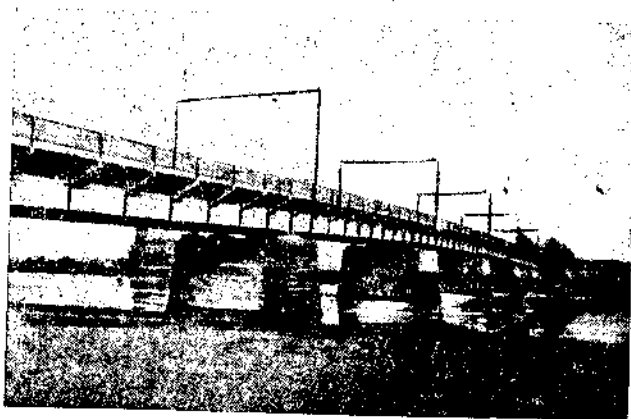
две и в таком виде доставлялись к месту сборки. Поэтому поперечные и продольные связи между крайними главными балками сварные, между средними же — клепаные.

Применением сварки достигнута экономия в весе около 20% и в стоимости около 18,5%.

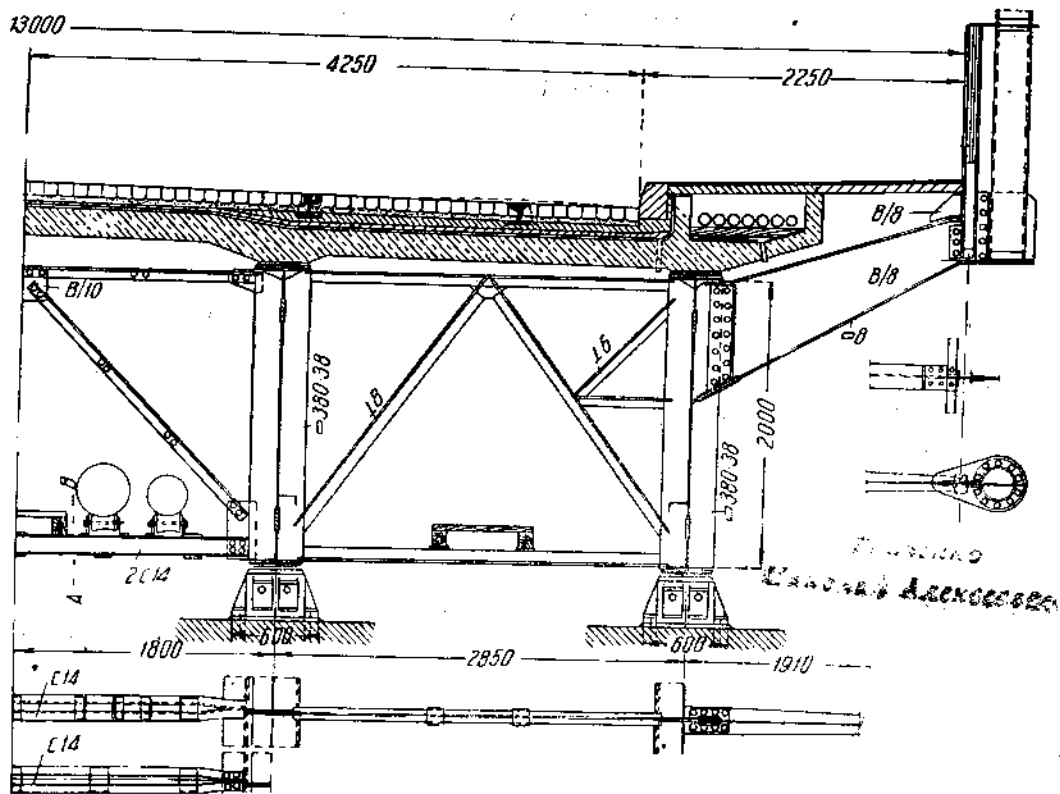
Мост в Ловиче (Польша)

В качестве примера сварного моста с решетчатыми фермами на фиг. 319 приведен мост в Ловиче, являющийся одним из первых крупных сварных мостов.

Пролетное строение имеет решетчатые главные фермы пролетом 27 м при высоте по середине пролета 4,3 м. Верхний пояс главных ферм (фиг. 320) имеет коробчатое сечение из двух вертикальных и горизонтальных листов. Вертикальные листы снизу окаймлены уголками. Нижние пояса — из двух тавров, сваренных каждый из вертикального и горизонтального листов. Раскосы из двух



Фиг. 316. Общий вид моста через р. Майн у Offenbach



Фиг. 317. Поперечное сечение моста через р. Майн у Offenbach

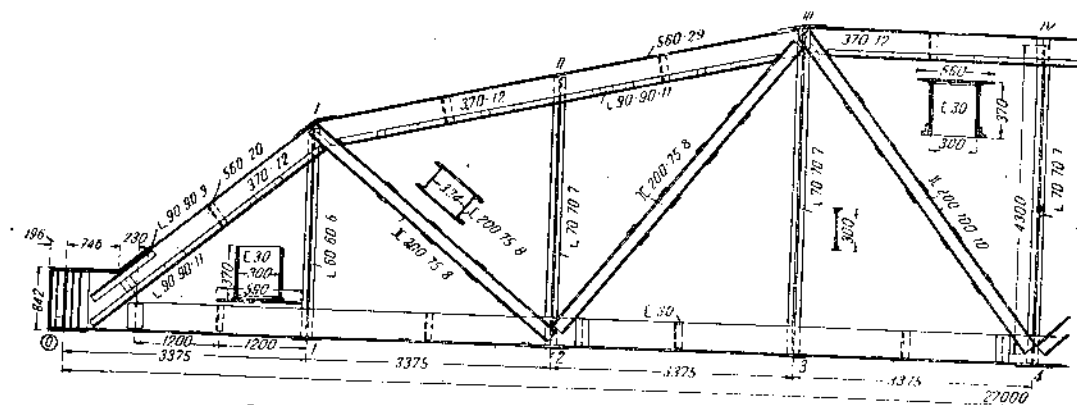
швеллеров наводятся на вертикальные листы поясов и приварены к ним торцевыми и фланговыми швами. Стойки двутаврового сечения из листа и четырех уголков проходят внутри коробки поясов. Стыки нижних поясов сделаны вне узлов и перекрыты накладками; стыки верхних поясов расположены в узлах, устроены наклонно по оси раскосов и сварены впритык.

$$= 340.25$$

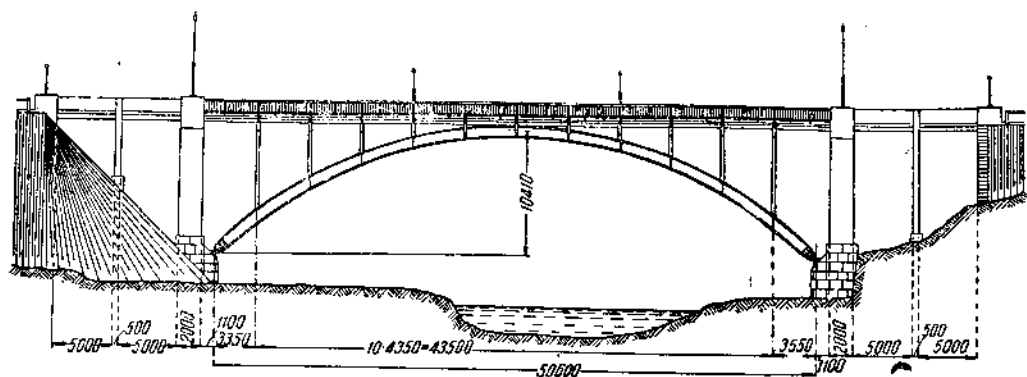

Мост в Пильзене (Чехословакия)

Фиг. 319. Общий вид моста в Ловиче

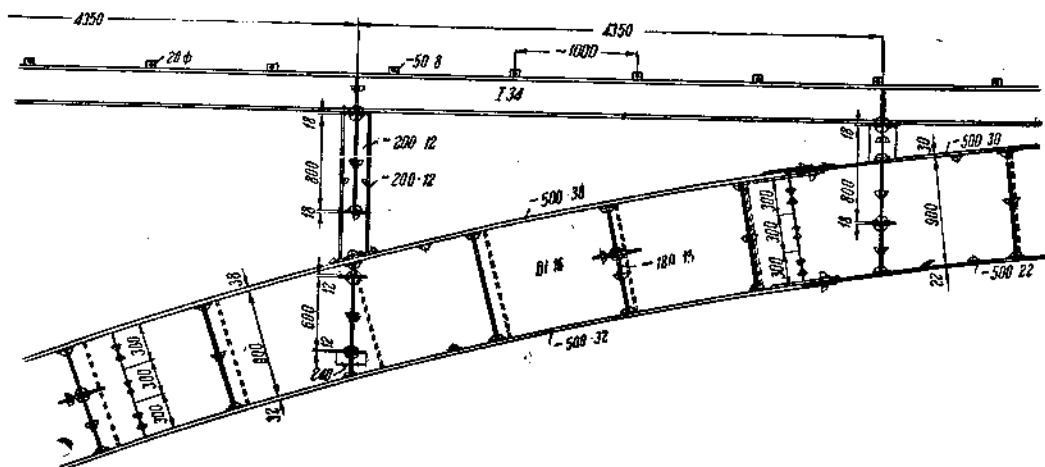
Фиг. 320. Конструкция главных ферм моста в Ловиче



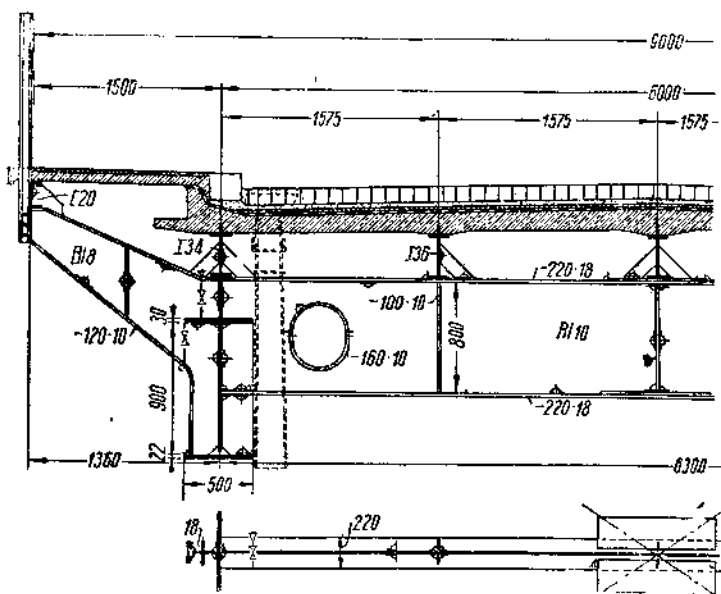
164



Фиг. 321. Схема сварного арочного моста в Пильзене

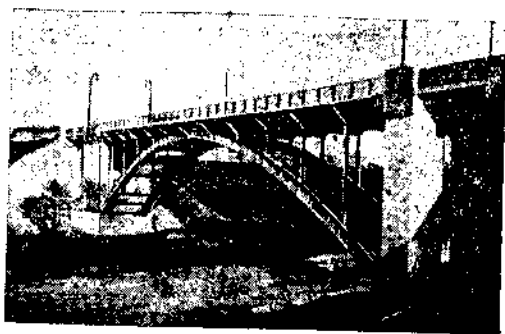


Фиг. 322. Конструкция арки моста в Пильзене



Фиг. 323. Поперечное сечение арочного моста в Пильзене

давления аркам через стойки двутаврового сечения, с которыми они жестко сварены так, что образуют в поперечном направлении жесткие рамы. Продольные балки уложены на поперечные и кроме непосредственной приварки укреплены еще наклонными планками (фиг. 324). Концы продольных балок оперты на верхнюю часть массивных устоев. На продольные балки уложена железобетонная плита толщиной 15 см, поддерживающая брусчатую мостовую.



Фиг. 324. Общий вид арочного моста в Пильзене

Для лучшей связи плиты с продольными балками по верху последних приварены через каждый метр небольшие выступающие листики с отверстиями для пропуска стержня арматуры.

В плоскости верха поперечных балок имеются продольные ветровые связи, передающие свои опорные реакции на арки в замке и на каменные опоры.

Соединение всех элементов конструкции осуществлено помощью сварки. Стыки всех элементов арок сделаны в одном сечении. Применение сварки дало экономию в затрате металла на 22% сравнительно с клепаной конструкцией. Сборка моста производилась на сплошных подмостях.

Мост через р. Эльбу в Торгау

Примером моста большого пролета с применением сварки может служить мост через р. Эльбу в Торгау, представленный на фиг. 325.



Фиг. 325. Общий вид моста через р. Эльбу в Торгау

Пролетное строение $l=98,4$ м решено в виде гибкой арки параболического очертания и балки жесткости. Основные элементы пролетного строения выполнены из стали повышенного качества (St 52). Заводские соединения конструкции, за исключением рабочих стыков и прикреплений основных элементов, сделаны сварочными, все же монтажные соединения, рабочие стыки и прикрепления основных элементов — клепаными. На фиг. 326 представлена конструкция балки жесткости моста и видно устройство монтажного стыка. Высота вертикальной стенки балки жесткости составляет 2350 мм при толщине 13 мм. Горизонтальные листы балки жесткости имеют специальную форму сечения (фиг. 312). Развитие сечения балки жесткости достигается путем приварки к поясам вторых горизонтальных листов.

Сечение арки составлено из двух прокатных двутавров № 55, соединенных вертикальным листом.

Конструкция проезжей части, состоящая из сварных двутавровых поперечных и прокатных продольных балок, показана на фиг. 327. Длина панели проезжей части равна 4,1 м. Ширина пролетного строения — 7,6 м.

Подвески в пределах средней части арок образованы из прокатных двутавров № 40, в пределах же открытой части арок — из двутавров № 55.

Ветровые реакции связей между арками передаются нижним связям через порталные рамы, устроенные в плоскости третьих подвесок (фиг. 327).

В Германии имеется осуществленный мост аналогичной конструкции с пролетом 103 м.

ПОСТРОЙКА И СОДЕРЖАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТОВ

Глава VIII

ПОСТРОЙКА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТОВ

§ 32. Общие сведения

Постройка металлических мостов может быть разделена на следующие основные этапы:

- 1) возведение каменных опор для моста,
- 2) изготовление металлической конструкции пролетных строений моста на заводе,
- 3) транспортировка конструкции к месту постройки моста и сборка (монтаж) металлических пролетных строений на месте.

Возведение каменных опор для металлических мостов во всем вполне аналогично постройке каменных опор для мостов из других материалов, а потому ниже рассмотрено только изготовление металлической конструкции на заводе, ее доставка и сборка (монтаж) на месте.

§ 33. Изготовление металлических пролетных строений на заводе

Рабочие чертежи и спецификация

Проект металлического моста, поступающий на завод металлических конструкций для изготовления, содержащий чертежи конструкций и спецификацию металла, прежде всего подвергается тщательному просмотру, а иногда и частичному пересоставлению.

На заводе в первую очередь изготавливают рабочие чертежи конструкции и проверяют спецификацию элементов, учитывая все условия изготовления, обработки и сборки.

Если в проекте не была учтена необходимость придания фермам строительного подъема, то в рабочие чертежи и спецификацию вводят соответствующие коррективы. Кроме того учитывают необходимые запасы в размерах элементов на обработку, высадки, выгибы и пр.

Величина строительного подъема балочных разрезных ферм делается равной прогибу ферм от постоянной и расчетной статической временной нагрузки. Тогда установленное на месте пролетное строение под действием расчетной нагрузки будет иметь размеры, соответствующие принятой расчетной схеме, и проезжая часть будет при этом горизонтальной. Ординаты кривой строительного подъема могут быть определены по формуле:

$$f = \sum \frac{N\bar{N}}{E\omega} s, \quad (1)$$

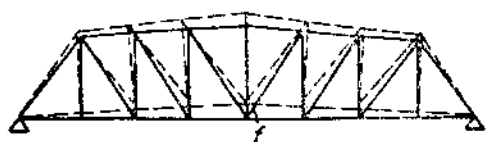
где:

N — усилия в элементах фермы от постоянной и расчетной временной нагрузки,
 $\bar{N}$ — усилия от силы; равной 1, приложенной в узле, в котором определяется прогиб,

ω и s — соответственно площади поперечных сечений и длины элементов фермы.

Практически строительный подъем обычно очерчивается по более простой кривой (параболе, кругу или даже по треугольнику), имеющей в середине пролета расчетную величину, определяемую по приведенной формуле (фиг. 328).

При установке пролетного строения на опоры оно прогибается не только от собственного веса, но также от деформаций (сдвигов), возникающих в заклепочных соединениях. Однако влияние этих деформаций не принято учитывать, так как оно в значительной мере компенсируется уменьшением прогибов ферм благодаря жесткости узловых соединений.



Фиг. 328. Схема придания строительного подъема ферме

Строительный подъем неразрезных и консольных пролетных строений должен назначаться с таким расчетом, чтобы упругие вертикальные перемещения (как положительные, так и отрицательные) от горизонтали в уровне проезжей части, под влиянием постоянной и временной нагрузок, были наименьшими.

На изготовленных заводом рабочих чертежах размечают условные обозначения (марки) каждого элемента, состоящие из букв, обозначающих наименование элемента (например В—верхний пояс, Н—нижний пояс, Р—раскос, С—стойка), и цифр, обозначающих номера узлов. Обозначение элементов, примыкающих к двум узлам фермы, делают двумя марками на его концах, например:

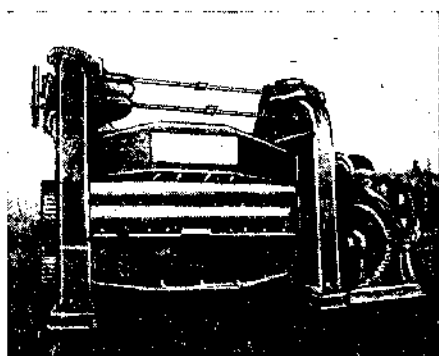
для поясов—Н2—Н3; В1—В2;
для раскосов—Р2н—Р3в;
для стоек—С2н—С2в.

Индексы «н» и «в» в маркировке раскосов и стоек указывают, что цифра соответствует нижнему или верхнему узлу пояса. В фермах с двухстенчатыми поясами для обозначения принадлежности элемента к внутренней или внешней ветви фермы вводят дополнительные условные обозначения.

Правка металла

Металл, предназначенный для изготовления металлической конструкции, поступает с металлургического завода и имеет профили и длины, соответствующие спецификации.

Так как этот металл может иметь искривления и коробления, вызванные как неравномерностью остывания металла после прокатки, так и воздействиями при перевозке, то для придания всем элементам строго прямоугольной или плоской формы прежде всего производится *п р а в к а* металла. Правка мелких искривлений и погнутый может быть произведена вручную на специальной правильной плите, ударами ручного молота.



Фиг. 329. Машина для правки листового металла

Выправление более протяженных искривлений производится на специальных станках путем пропуска металла между вальцами (фиг. 329), для правки фасонного металла (уголки, швеллеры и др.) применяются специально профилированные вальцы.

Правку металла обычно производят в холодном состоянии; правка в горячем состоянии необходима только при резких искривлениях.

Изготовление шаблонов и разметка

По рабочим чертежам конструкции изготовляют *ш а б л о н ы*, служащие для разметки металла. Шаблоны делают в натуральную величину из металла, дерева или картона. Шаблоны для элементов, повторяющихся в конструкции много раз, целесообразно делать из тонкого листового металла ($\delta = 3-5$ мм). В качестве шаблона могут быть приняты также первые, из ряда одинаковых, изготовленные элементы. Деревянные и картонные шаблоны нужно предохранять от воздействия сырости.

Металлические и деревянные шаблоны покрывают белой краской, дающей поверхность, удобную для черчения по ней стальной иглой (риской), отметок керном и др. Изготовление шаблонов должно отличаться большой точностью.

По готовым шаблонам производится разметка металла. Для этого шаблон накладывают на размечаемый лист и прижимают зажимами или струбцинками. Затем стальной иглой очерчивают контур элемента, а центры заклепок намечают особым керном (фиг. 330) через дыры шаблона. При снятии шаблона контур набивают еще помощью керна, а дыры заклепок набивают центровым керном, дающим на металле окружность дыры.

При разметке уголков или другого профильного металла шаблон прикрепляют к одной из полок, на другой же полке разметку производят помощью угольника (фиг. 331).

Разметка дыр в листовом металле может быть сильно сокращена применением сверления пачками нескольких сложенных вместе с шаблоном и скрепленных струбцинками листов.

Разметка дыр в длинных элементах может быть сильно облегчена при наличии многотемпельных дыропробивных или сверляльных станков, применение которых позволяет заменить разметку дыр соответствующим размещением штемпелей.

Обработка металла

После разметки металл поступает в обработку, заключающуюся в резке, строжке и сверлении металла, а также выполнении выгибов и высадок.

Фиг. 331. Разметка уголкового металла

Дыры для заклепок образуются пробивкой или сверлением.

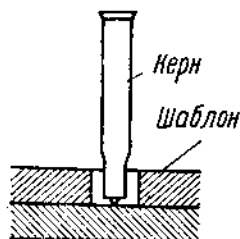
Пробивка дыр производится на специальных станках помощью штемпеля (пунсона), нажимающего на металл. Существуют машины для пробивки одной или же одновременно ряда дыр.

Пробитые дыры, как правило, следует затем рассверливать для удаления поврежденного металла у краев дыр. Нерассверленные дыры могут допускаться только в неответственных, нерабочих соединениях (например в прокладках).

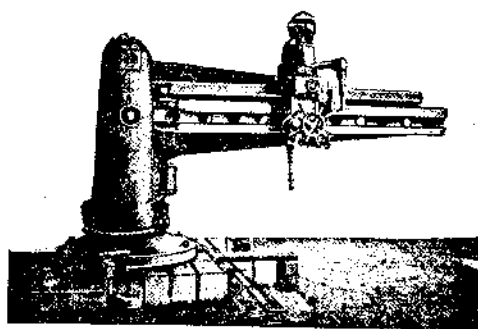
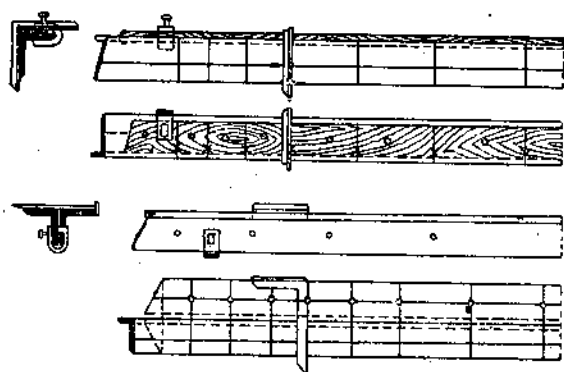
Образование дыр путем сверления не вызывает повреждения металла и появления в нем внутренних деформаций, имеющих место при пробивке дыр.

Сверловка дыр производится на специальных станках (фиг. 332) помощью винтовых, слегка конических, сверл. Сверляльные машины бывают неподвижными или переносными. Наибольшую производительность дают многосверляльные машины, работающие несколькими сверлами одновременно. Сверловка дыр делается не до полного диаметра; окончательная рассверловка отверстий производится в дальнейшем, при сборке конструкции, когда все элементы, связываемые между собой заклепкой, будут сложены вместе.

Сверловка дыр обходится дороже пробивки, но обеспечивает лучшее качество конструкции.



Фиг. 330. Керн для наметки центров заклепочных отверстий



Фиг. 332. Сверляльный станок

Придание металлу, идущему на изготовление конструкции, необходимых размеров и форм осуществляется путем его резки и строжки.

Резка металла производится специальными станками с ножом или пилой, а также помощью автогена. Для резки профильного металла применяют станки с профильными гнездами. Места обреза металла должны в дальнейшем подвергаться остраживанию для удаления поврежденного слоя металла.

При резке пилой обеспечивается более точная работа и не повреждается металл, но зато работа пилой требует много времени и обходится дороже.

Резка автогенем (пламя ацетилена в кислороде) в настоящее время часто находит применение благодаря простоте и скорости работы. Поверхности, обрезанные автогенем, требуют зачистки строжкой.

Строжка кромок металлических элементов производится для придания металлу размеров, точно соответствующих спецификации, и для обеспечения чистоты кромок. Строжка

производится на специальных станках помощью резцов, движущихся вдоль закрепленного на станке обрабатываемого элемента. Строжка обходится дорого, а потому необходимо стремиться к возможному ее сокращению.

Выгибы и высадки. Незначительные выгибы элементов, не могущие повлиять на внутреннее строение металла, могут быть произведены в холодном состоянии. Все же крупные загибы и высадки делают в нагретом состоянии на специальных шаблонных наковальнях вручную или машинными молотками.

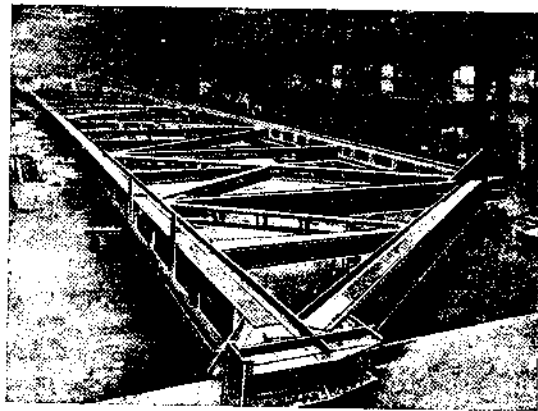
На фиг. 333 представлена наковальня, предназначенная для образования высадок в уголках. Наковальня имеет выступ в виде вкладыша, на котором происходит высаживание в борозду, в которую входит другая полка уголка.

Кузнечная работа по образованию выгибов и высадок является одной из наиболее дорогих и наиболее вредно влияющих на металл, поэтому при проектировании металлических конструкций необходимо стремиться к всемерному ее сокращению.

Сборка конструкции на заводе

Пролетные строения небольших мостов, с пролетами не более 15—25 м, весьма часто изготовляют и склепывают на заводе полностью и доставляют на место в готовом виде.

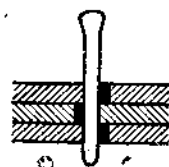
Пролетные строения больших пролетов приходится заготавливать на заводе в виде отдельных частей, из которых на месте постройки моста собирается пролетное строение. В этих случаях для более точной пригонки всех элементов конструкции и для обеспечения быстрой и бесперебойной сборки ее на месте применяют предварительную сборку конструкции на заводе. Фермы больших пролетов обычно собирают на сборочной площадке завода в горизонтальном положении на специальных стеллажах (фиг. 334). При этом главные фермы, проезжую часть и связи приходится собирать отдельно. Фермы очень больших размеров собирают на заводе по частям.



Фиг. 334. Предварительная сборка фермы на заводе в горизонтальном положении

На сборочной площадке сначала точно размечают положение узлов и осей элементов с учетом строительного подъема. Затем начинается сборка элементов фермы. Сборку элементов раньше производили путем последовательной укладки, пригонки и склепки листов, уголков и пр., образующих отдельные элементы. В настоящее время сборку ведут из готовых отдельных элементов (раскосов, панелей пояса и др.), уже собранных и склепанных в соответствующем цехе завода.

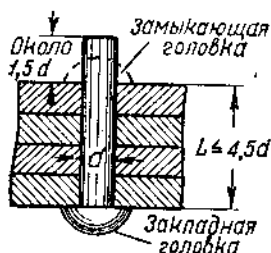
При сборке элементов металлической конструкции правильное взаимное положение отдельных элементов, обеспечивающее совпадение заклепочных дыр, достигается забивкой в дыры сборочных оправок (фиг. 335). После правильной наводки соединения стягивают сборочными болтами.



Фиг. 335. Сборочная оправка

Предварительная сборка конструкции на заводе заканчивается склепкой отдельных частей фермы в элементы, длина и вес которых определяются условиями перевозки и механическим оборудованием, применяемым при сборке моста.

В тех случаях, когда оборудование завода позволяет производить всю обработку металла с особой точностью, предварительная сборка конструкции на заводе может быть устранена, и пролетные строения собирают непосредственно на месте.



Фиг. 336. Соединение металлических листов заклепкой

Наиболее употребительным способом соединения элементов металлических конструкций являются в настоящее время заклепочные соединения. Заклепка до постановки ее в дело представляет круглый металлический стержень с наштампованной головкой (фиг. 336) на одном конце. Головка эта называется **з а к л а д н о й**. Заклепку, нагретую до светлокрасного каления, вставляют в дыру и поджимают специальной поджимкой. После этого на выступающий ее конец наставляют стальную обжимку, которая под действием сильных ударов или давления образует вторую головку, называемую **з а м ы к а ю щ е й**.

Диаметр заклепочного стержня должен быть несколько меньше диаметра дыры, чтобы можно было просунуть его в дыру в нагретом виде.

Чтобы при остывании заклепка, стягивая соединяемые ею элементы, не оказалась слишком перенапряженной, а также для обеспечения большей плотности заполнения заклепочного отверстия толщина склепываемой части не должна превышать 4,5 диаметров заклепки.

Клепка может производиться ручным или машинным способом. Машинная клепка бывает пневматическая, электрическая и гидравлическая. Различают ударную и прессовую клепку.

Наиболее широко распространена пневматическая клепка ручными клепальными молотками (фиг. 337). Клепальный молоток представлен детально на фиг. 338. Пневматическая клепка дешевле, быстрее и прочнее ручной клепки.



Фиг. 337. Клепка металлической фермы пневматическим молотком

В заводских условиях находит применение также клепка прессами, обычно имеющими вид скобы (фиг. 339), подвешиваемой к подвижному крану для удобства подвозки к требуемому месту. На концах скобы устроены два штампера, которые наводятся на горячую заклепку и сжимают ее с большой силой. Прессовая клепка дает очень хорошие, прочные и плотные заклепки.

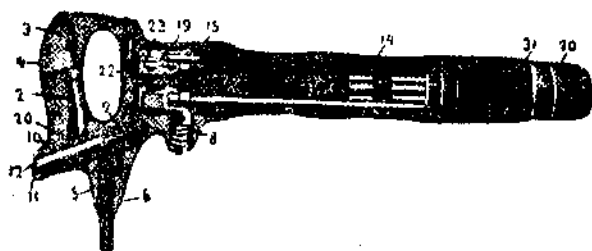
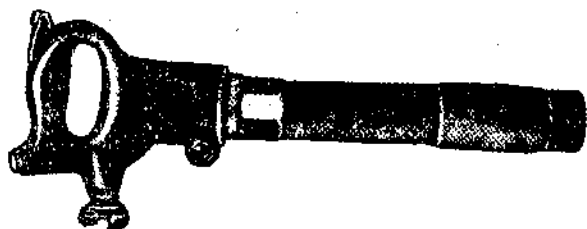
Кроме заклепок для соединения металлических элементов мостовых конструкций применяют также болтовые и сварные соединения. Болтовые соединения применяются почти исключительно в сборно-разборных пролетных строениях (обо-

ронного типа). В обычных конструкциях болтовые соединения встречаются весьма редко.

Сварка металлических конструкций подробно описана в главе VII.

Очистка и окраска металлической конструкции

При изготовлении конструкции и перед отгрузкой готовых частей на место сборки производится, в целях предохранения металлических элементов от коррозии,



Фиг. 338. Пневматический клепальный молоток:

1—ручка, 1—9—передача к выпускному клапану, 3—собачка, 5—присоединение шланга воздушной сети, 8—удерживающий болт с пружиной, 9—12—выпускной клапан, 14—корень бойка, 17—цилиндр, 19—пестик, 20—золотник, 30—обжимка, 31—пружина для обжимки

очистка и окраска элементов. Весь металл, идущий на изготовление конструкции, первоначально тщательно очищают от грязи и ржавчины и затем покрывают олифой. Очистка металла производится помощью скребков, проволочных щеток или пескоструйными пневматическими аппаратами. Последний способ даст наибольшую продуктивность. Склепанные элементы конструкции снова подвергают окраске, состоящей из за грунтовки и последующей окраски масляной краской.

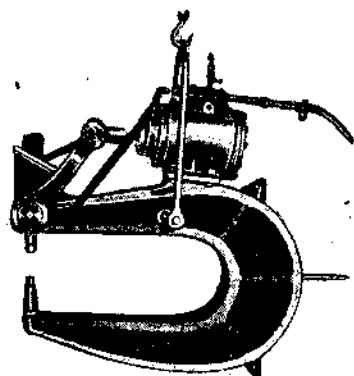
Загрунтовка производится олифой, представляющей собой льняное или конопляное масло, проваренное с добавками так называемых скативов, служащих для ускорения высыхания олифы. В качестве скативов употребляют свинцовые (глет, сурик и др.) или марганцевые (перекись марганца, закись марганца

и др.) соединения. Образующаяся при высыхании олифы пленка должна быть достаточно прочной, эластичной и не липкой; тогда загрунтовка олифой дает металлическим элементам хорошую защиту против коррозии.

Все щели и неплотности, получившиеся в элементах конструкции, перед загрунтовкой должны быть прошпаклеваны, т. е. заполнены специальной замазкой, приготовленной на свинцовом или железном сурике.

Окраска конструкции по загрунтовке делается для предохранения загрунтовки от атмосферных и других влияний. Для окраски металлических конструкций наиболее употребительны: цинковые белила, свинцовый и железный сурик, медянка и графит. Наиболее устойчивыми из них против атмосферных влияний являются суриковые краски.

Окраску следует производить после окончательного высыхания загрунтовки по сухой ее поверхности. Окраска может производиться кистями или же пневматическими разбрызгивающими аппаратами. Пневматическая окраска дешевле и дает лучшее качество работы.



Фиг. 339. Скобка для прессовой клепки

§ 34. Транспортировка и сборка пролетных строений металлических мостов

Возведение металлических пролетных строений на месте может быть произведено различными способами. Эти способы в основном сводятся к следующим:

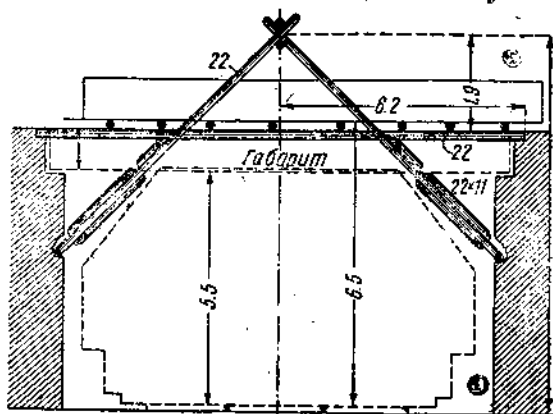
1) доставка и установка пролетных строений в готовом виде;

- 2) сборка пролетных строений на сплошных подмостях непосредственно на месте установки;
- 3) сборка пролетных строений вблизи места установки и надвигка или подвозка их на место;
- 4) навесная сборка пролетных строений без подмостей.

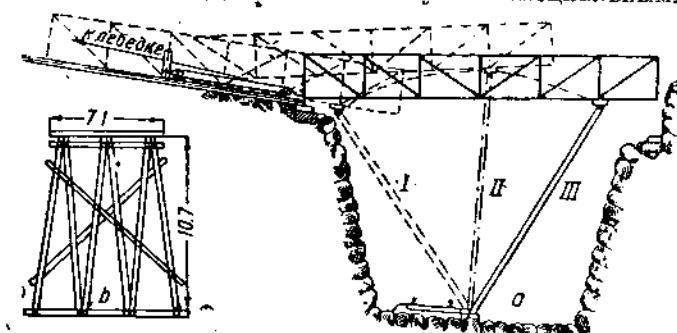
Доставка и установка пролетных строений в готовом виде

Доставка и установка на место металлических пролетных строений в готовом виде имеет большим преимуществом сокращение расходов на сборку моста и уменьшение срока производства работ. Однако вследствие сложности передвижения и установки тяжелых пролетных строений установка их в готовом виде обычно возможна при пролетах до 10—15 м и лишь в редких случаях при пролетах до 25—30 м.

С завода готовые пролетные строения обычно перевозят по железной дороге до станции, ближайшей к месту постройки моста, а иногда и непосредственно к месту постройки моста по железнодорожной ветке. По железной дороге фермы перевозят на обычных железнодорожных платформах, сцепленных в случае необходимости по две или более. Перевозка готовых пролетных строений по автомобильным дорогам встречает довольно большие трудности, но все же может быть осуществлена. Для этого пользуются специальными тележками, поддерживающими пролетное строение и катящимися или непосредственно по дороге, или же по специально укладываемому настилу из толстых досок, или по лежням. Тяга при этом осуществляется трактором, или лебедками.



Фиг. 340. Установка готового пролетного строения помощью легких подмостей



Фиг. 341. Установка готового пролетного строения помощью качающейся рамы

На фиг. 340 представлена установка пролетного строения помощью легких деревянных подмостей шпренгельной системы. Пролетное строение передвигают на деревянных катках по подмостям и затем опускают на место помощью домкратов.

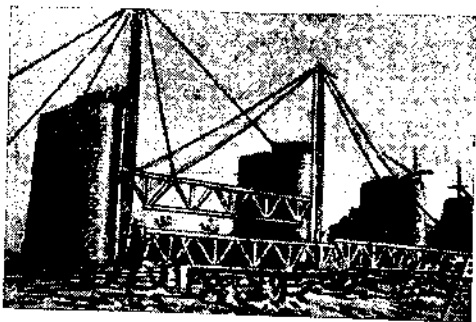
Другой способ установки пролетных строений небольшого пролета, помощью качающихся рам, приведен на фиг. 341.

В случаях, когда пролетные строения подаются к месту установки не по насыпи, а сбоку ее, для их установки могут быть применены мачтовые краны (фиг. 342). Мачты расчаливают тросами; наверху мачт укрепляют блоки или полиспасты; тяга обычно производится лебедками.

При применении мощных журавельных кранов (дерриксов) с большим выносом стрелы может производиться установка ферм и целых пролетных строений с одного из устоев или с соседнего пролетного строения.

При постройке металлических мостов с большими пролетами металлическую конструкцию доставляют на место в виде отдельных элементов (фиг. 343) и затем уже непосредственно на месте производят окончательную сборку пролетных строений.

Простейшим и наиболее часто применяемым способом сборки пролетных строений является сборка их на временных подмостях. Если река не судоходная и не сплавная, то, как правило, подмости устраивают в виде простой деревянной конструкции с небольшими пролетами, балочной или подкосной системы.



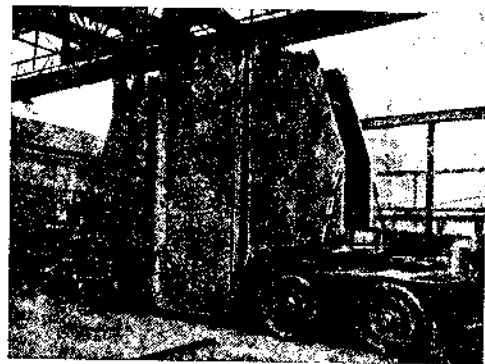
Фиг. 342. Установка готовых ферм мачтовыми кранами

На фиг. 344 схематически представлена конструкция простых подмостей для сборки балочного решетчатого пролетного строения. В поперечном сечении подмостей виден сборочный кран портального типа. Рельсовый путь крана поддерживается специальными прогонами и сваями.

Подмости должны выдерживать вес: пролетного строения, ветровое давление, действующее на них и на пролетное строение, вес сборочных приспособлений и механизмов. Кроме того подмости должны обеспечивать удобное перемещение по ним материалов и рабочих. При этом подмости должны иметь достаточную жесткость, чтобы деформации их под нагрузкой не отразились вредно на точности сборки металлической конструкции. Сверху подмостей устраивают деревянный настил, опирающийся на прогоны и

служачий для прохода рабочих и подачи материалов. Если по ходу сборки работа идет в нескольких плоскостях по высоте пролетного строения, то устраивают соответствующее число настилов (фиг. 345). Ширину настила делают на 2—3,5 м больше ширины пролетного строения.

Элементы металлических пролетных строений во время сборки укладывают по клеткам, опирающимся на прогоны подмостей. Клетки обычно располагают под узлами собираемых ферм; при большой длине панелей (более 5 м) клетки приходится ставить и в промежуточных точках. Клетки снабжаются клиньями для регулирования положения узлов ферм во время сборки.



Фиг. 343. Доставка крупной части конструкции на тележках к месту сборки

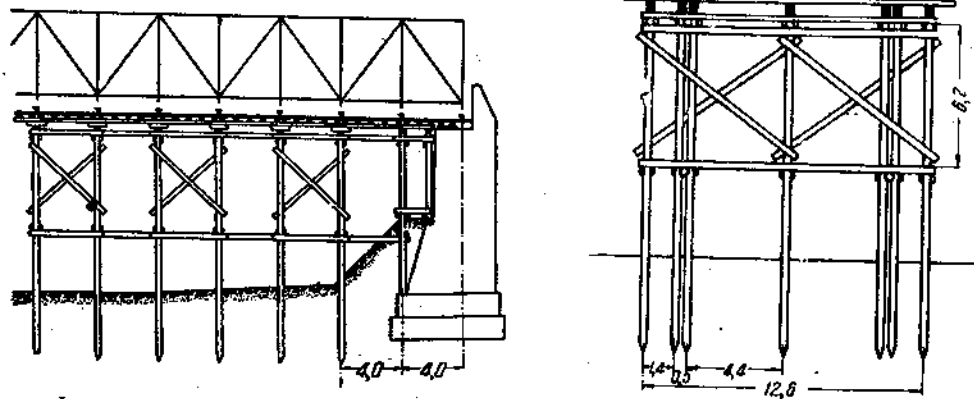
Подмостям высоких мостов из экономических соображений выгоднее давать несколько большие пролеты, применяя подкосные конструкции. Пример таких подмостей приведен на фиг. 345. Схема подмостей для сборки консольного моста порталным краном представлена на фиг. 346.

На судоходных реках подмости должны иметь свободные пролеты, достаточные для пропуска судов. Перекрытие этих пролетов производится деревянными (системы Гау, Тауна или Лембоке) или металлическими пролетными строениями. В США, а за последнее время и в СССР, применяется сборка металлических мостов на легких подмостях, возводимых постепенно, по мере сборки конструкции. Такие подмости обычно делают металлическими и состояются из готовых звеньев, устанавливаемых краном.

Металлические элементы пролетных строений, подвозимые к месту сборки моста с завода, вначале располагают на специальном складе. Склад устраивается возможно ближе к месту работ, желательно на возвышенном берегу, не затопляе-

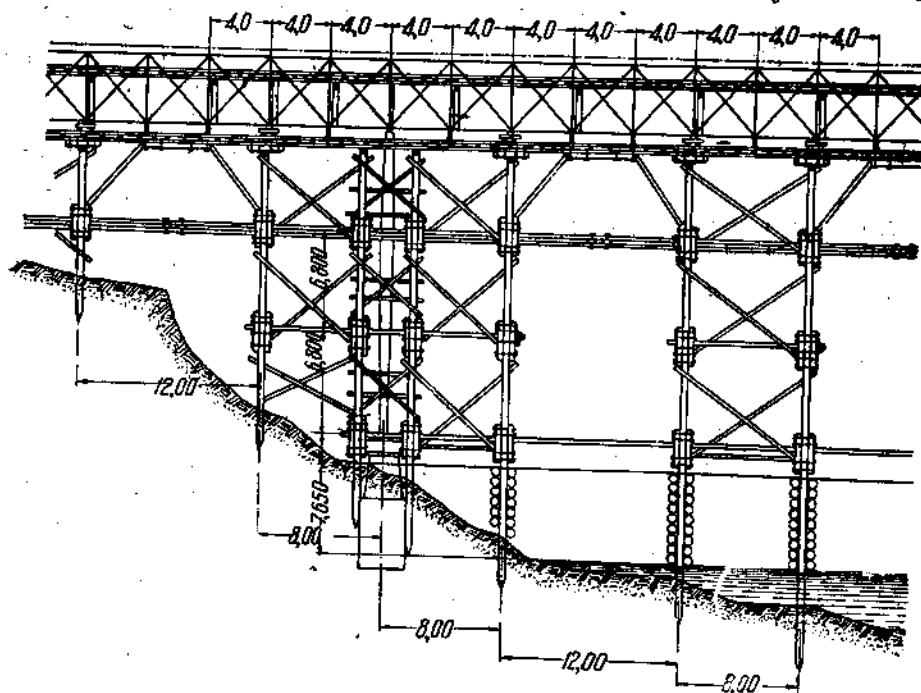
мом паводками. Склад желательно располагать возможно ближе к уровню настила подмостей во избежание излишнего подъема элементов конструкции на сборочные подмости. На складе производится сортировка элементов конструкции в порядке подачи их на место сборки. Подача элементов на место сборки состоит из подъема их до уровня настила и затем перемещения по настилу на место установки. Подача элементов производится вагонетками или кранами.

Сборка пролетного строения на подмостях начинается с нанесения на настил продольной оси моста и его главных ферм. На осях главных ферм намечают узлы, причем особо точно фиксируют положение опорных узлов



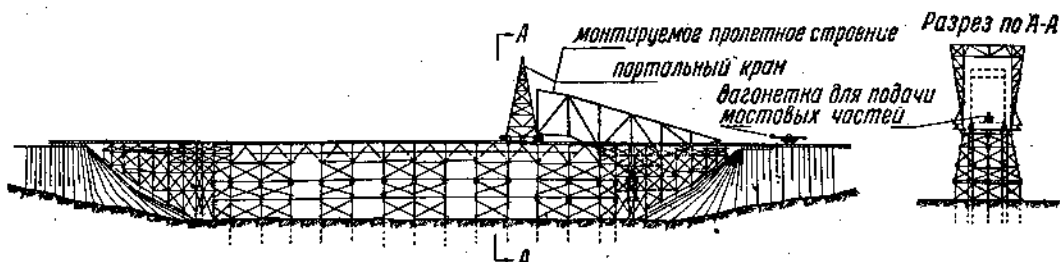
Фиг. 344. Конструкция простых подмостей для сборки пролетного строения

ферм, которые должны располагаться точно над центрами подферменников. Металлические опорные части пролетного строения желательно устанавливать до



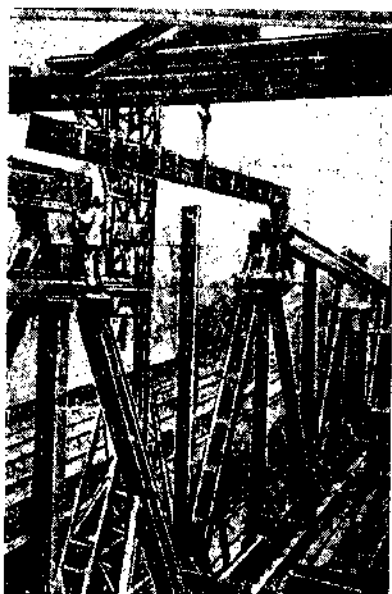
Фиг. 345. Подмости с подносными пролетами

начала сборки конструкции, однако весьма часто опорные части балочных ферм устанавливают и после сборки пролетного строения, перед снятием его с подмостей. В этом случае высота сборочных клеток должна быть такова, чтобы была возможна установка под концы ферм опорных частей.



Фиг. 346. Подмости для сборки консольного моста порталным краном

Сборка пролетного строения обычно ведется в такой последовательности: вначале на клетки укладывают нижние пояса главных ферм. Затем устанавливают поперечные и продольные балки проезжей части (при езде по низу), а также элементы нижних ветровых связей. Все стыки и соединения соединяют при этом временными болтами. При установке поясов производят тщательную выверку их прямолинейности и параллельности. Далее производится установка стоек и раскосов (без точной наводки). Затем устанавливают верхний пояс (фиг. 347), проверяют положение узлов ферм по кривой строительного подъема, после чего уже точно регулируют положение раскосов. Последними устанавливают элементы верхних ветровых связей.



Фиг. 347. Сборка главных ферм металлического моста

Одновременно со сборкой пролетного строения производится окончательная расверловка заклепочных дыр. После приведения конструкции в надлежащее положение приступают к склепке монтажных узлов и замене сборочных болтов заклепками.

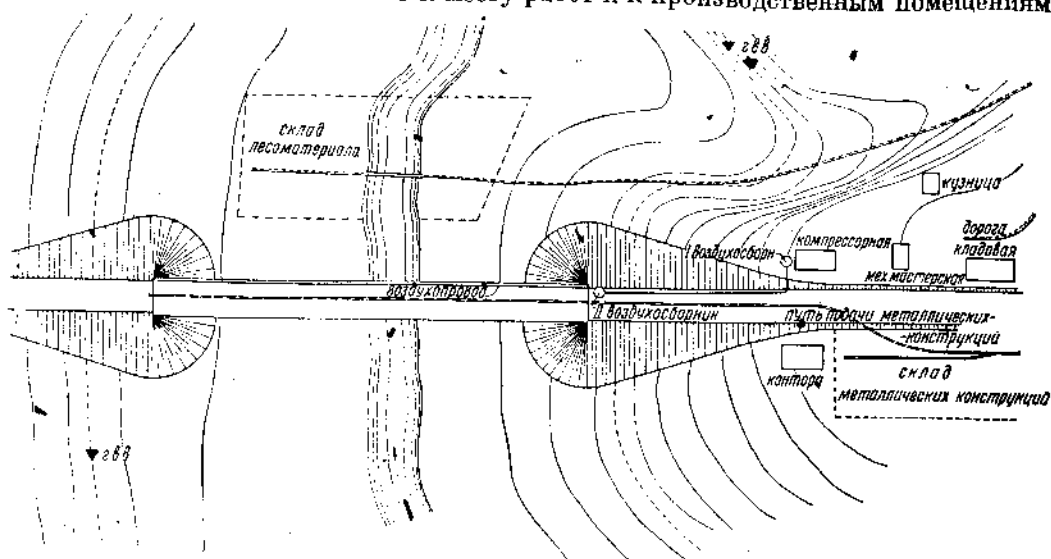
После окончания склепки пролетного строения его осторожно опускают на опоры при помощи гидравлических домкратов или просто выбивкой клиньев, причем производится разборка сборочных клеток.

План строительной площадки для сборки металлического моста на постоянных подмостях представлен на фиг. 348. Склад лесоматериала для устройства подмостей расположен в пойме реки на обоих ее берегах, в расстоянии 25 м от места постройки моста (из условий пожарной безопасности) ниже по течению. Для подвозки лесоматериала на склад к нему проложена дорога от лесной биржи.

Склад металлических конструкций расположен на правом берегу у подошвы насыпи шоссе. Место расположения склада обусловлено удобством подачи металлических элементов с ближайшей железнодорожной станции. Для подачи элементов конструкции на подмости проложена железнодорожная ветка.

Производственные помещения все расположены на правом берегу. Компрессорная, обычно располагаемая ближе к реке для уменьшения длины воздухопровода и для удобства подачи воды для охлаждения компрессоров, в данном случае несколько удалена от реки из опасения затопления ее во время паводка и поставлена на высоком берегу. Механическая мастерская и кузница разделены по противопожарным соображениям и расположены возможно ближе к компрессорной и кладовой для удобства ремонта инструмента и оборудования. Кладовая расположена

у самого шоссе для удобства подвозки инструмента, материалов и оборудования. Контора помещена возможно ближе к месту работ и к производственным помещениям.



Фиг. 348. План строительной площадки для сборки металлического моста

Календарный график последовательности работ при сборке металлического моста, пролетом 87,6 м представлен на фиг. 349.

Наименование работ	Сентябрь	Октябрь	Ноябрь	Декабрь	Январь
1 Подготовка рабочих мест	10				
2 Устройство нижних подмостей и приспособов для сборки	25	25			
3 Сборка нижних поясов главных ферм пролетной части и нижних связей			25-30		
4 Перевод подачи металла на пролетную часть			27-2		
5 Сборка стоек главных ферм			7-8		
6 Сборка раскосов верхних поясов и верхних ветровых связей			7-14		
7 Устройство верхних подмостей			9-16		
8 Проверка строительного подъема и плана пролетного строения			15		
9 Кладка пролетного строения			25-30		
10 Установка опорных частей			20-25		
11 Отсечение опорной части строения			25-30		
12 Разбивка верхних и нижних подмостей			25-30		
13 Ликвидационные работы			5	15	

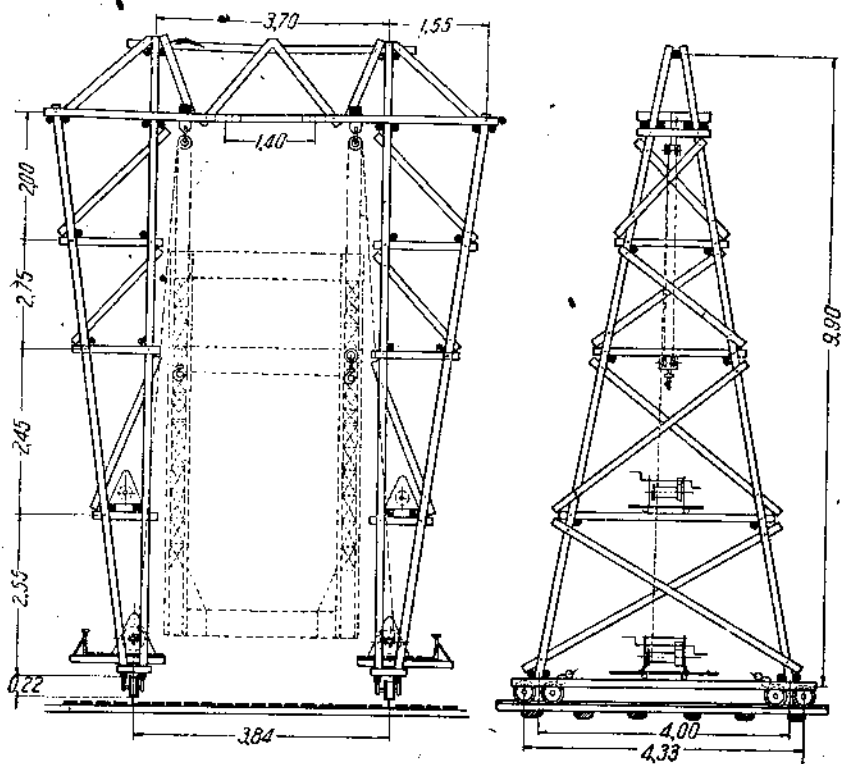
Фиг. 349. Календарный график работ при сборке металлического моста

Сборочные краны

Подачу элементов и сборку конструкции производят помощью различного рода кранов, перемещающихся вдоль подмостей или по готовой части конструкции.

Для сборки металлических мостов могут быть применены порталные, объемлющие, журавлевые и копровые краны. Наиболее часто применяются порталные краны (фиг. 350), называемые при больших размерах объемлющими. Копровые краны (фиг. 351) обычно снабжаются двумя стрелами для одновременной сборки обеих ферм моста. Главный недостаток копровых кранов — устройство пути для него между главными фермами и невозможность продвижения крана после сборки верхних связей пролетного строения.

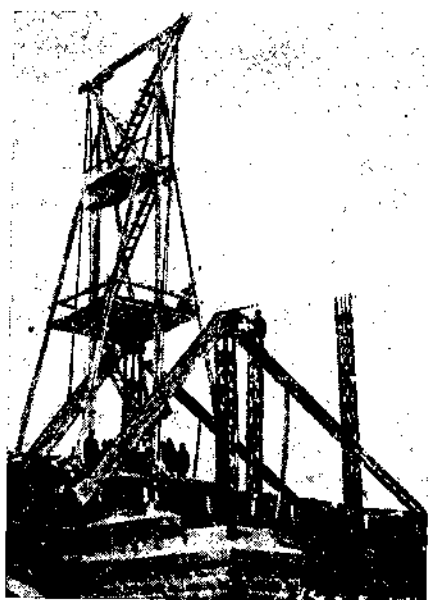
Что касается журавлевых кранов (фиг. 352), то мощные механизированные краны этого типа, называемые дерриками, очень часто применяются для сборки металлических мостов в СССР и за границей.



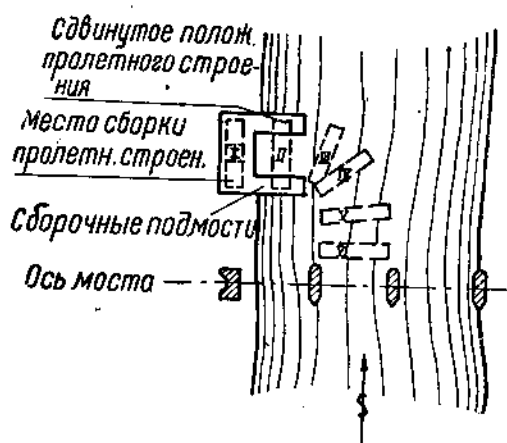
Фиг. 350. Деревянный порталный кран

Таблица 5

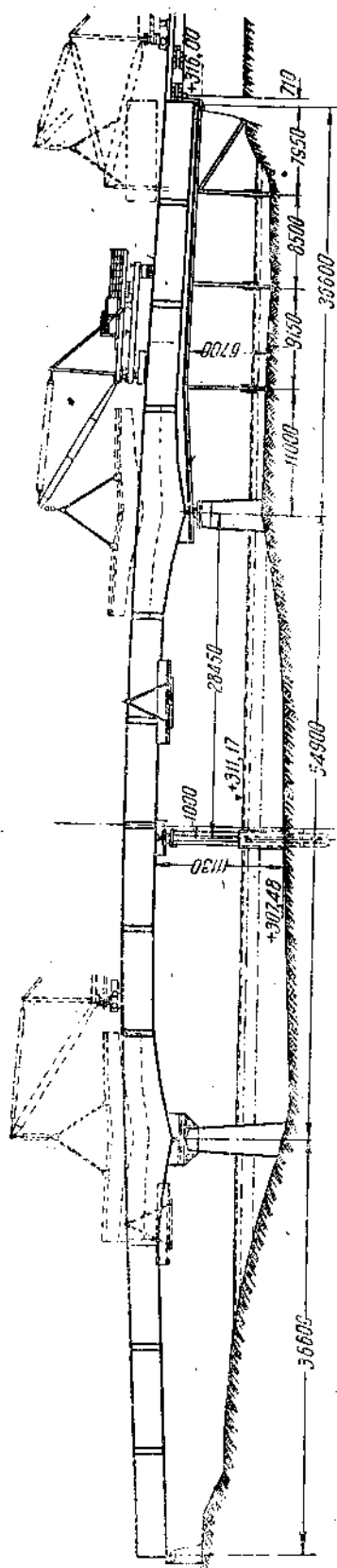
№ по порядку	схема крана	а м	б м	h м	р сп	р _д сп	р _м сп	р _л сп	р _п сп	р _т сп	р _в сп	р _с сп	р _г сп	р _ж сп	р _к сп	р _л сп	р _п сп	р _т сп	р _в сп	р _с сп	р _г сп	р _ж сп	р _к сп	
	схема крана	а м	б м	h м	р сп	р _д сп	р _м сп	р _л сп	р _п сп	р _т сп	р _в сп	р _с сп	р _г сп	р _ж сп	р _к сп	р _л сп	р _п сп	р _т сп	р _в сп	р _с сп	р _г сп	р _ж сп	р _к сп	
1	Dayton Whitley	732	732	440	max 1100	22.5	12.5	5.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	
2	3-я Янваторское востанние СССР	851	1524	463	max 1100	22.5	12.5	5.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	
3	3-я Янваторское востанние СССР	691	1524	463	max 1100	22.5	12.5	5.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	
4		-	-	243	max 1100	22.5	12.5	5.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	
5		800	925	212	120	max 1100	22.5	12.5	5.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5
6		920	876	245	800	max 1100	22.5	12.5	5.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5
7		780	600	440	800	max 1100	22.5	12.5	5.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5
8		1200	630	120	120	max 1100	22.5	12.5	5.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5
9		600	1000	270	300	max 1100	22.5	12.5	5.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5	max 1100	5.5	28.5



Фиг. 351. Сборка моста копровым краном.



Фиг. 353. Схема расположения сборочных подмостей для доставки готовых пролетных строений на плаву



Фиг. 352. Сборка моста деррик-краном

Некоторые данные о кранах, применяемых для сборки металлических мостов в СССР, приведены в табл. 5 (стр. 180).

Установка пролетных строений путем подвозки на плаву или надвигки

При постройке многопролетного моста через глубокую реку устройство сплошных подмостей требует очень больших затрат. Тогда может оказаться более целесообразным произвести сборку пролетных строений вблизи места постройки моста и затем перевезти их каким-либо способом на место окончательной установки.

Наиболее употребительными способами перемещения пролетных строений от места сборки к месту установки являются:

- 1) подвозка на плаву помощью понтонов,
- 2) продольная надвигка пролетных строений.

Установка пролетных строений помощью понтонов требует для производства сборки пролетных строений специальных подмостей, устраиваемых у берега в месте, наиболее удобном для доставки материалов. На этих подмостях производят полную сборку и склепку пролетного строения. По окончании сборки готовое пролетное строение сдвигают на специально устроенные выступающие в реку части подмостей (фиг. 353) и под него подводят плавучие опоры из баржей или понтонов, которые и служат для перемещения готовой конструкции в соответствующий пролет (фиг. 354). Последовательное



Фиг. 354. Подвозка на плаву готового пролетного строения

положение пролетного строения показано римскими цифрами (фиг. 353). Плавучие опоры представляют собой баржи или понтоны, над которыми устраивают деревянные подмости такой высоты, чтобы пролетное строение, подведенное на плаву к опорам моста, прошло своими концами над подферменными камнями и при небольшом опускании могло быть установлено на опоры. Опускание и поднятие плавучих подмостей производится путем накачивания и откачивания воды в понтоны.

В противоположность балочным пролетным строениям, подвозимым к месту установки целиком, арочные пролетные строения обычно доставляют на плаву по частям. Для установки частей арок устраивают подмости в виде отдельных опор, на которых части арок соединяются между собой.

На фиг. 355 представлена схема установки арочного пролетного строения, полуарки которого подвозили на плаву и затем поднимали тягами со специальной башни до проектного положения, путем поворота вокруг опорного шарнира (см. также фиг. 204 и 205).

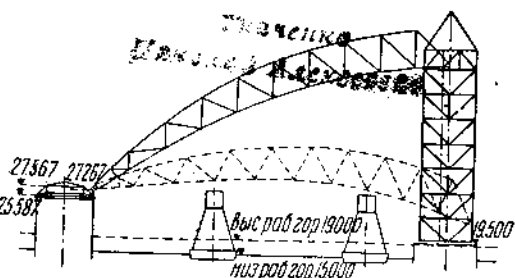
Перевозка пролетных строений может производиться как летом, так и зимой, но в тихую погоду, желательно рано утром, когда наименее вероятно резкое изменение ветра.

Буксировку пролетных строений осуществляют помощью якорей и канатов или же помощью буксирных судов.

Установка пролетных строений помощью продольной надвигки является очень распространенным методом постройки металлических мостов, имеющим несколько разновидностей.

Для возможности осуществления продольной надвигки пролетные строения собирают на берегу, на специальной площадке, устроенной на насыпи по оси моста, в уровне несколько большем проектной отметки пролетных строений в мосту. Продольная надвигка пролетных строений может производиться по подмостям или без подмостей.

Тяжелые пролетные строения чаще всего надвигают на сплошных подмостях (фиг. 356), возводимых во всех пролетах одновременно со сборкой пролетных строений на берегу. Взамен сплошных подмостей могут быть устроены отдельные промежуточные опоры (фиг. 357), последовательно поддерживающие пролетное строение во время его движения.



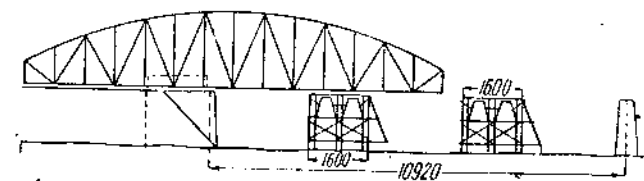
Фиг. 355. Установка арочного пролетного строения



Фиг. 356. Продольная надвигка пролетного строения по сплошным подмостям

Возможно также устройство подвижной опоры, поддерживающей конец пролетного строения и перемещающейся вместе с ним в процессе надвигки. На фиг. 358 представлена схема продольной надвигки пролетного строения помощью пловучей опоры.

Для передвигки пролетных строений пользуются лебедками или талями. При этом под пролетные строения подкладывают катки, ролики или тележки, располагаемые

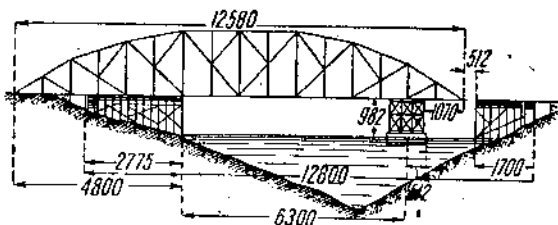


Фиг. 357. Продольная надвигка помощью отдельных промежуточных опор

под главными фермами и служащие для облегчения движения.

Продольная надвигка пролетных строений без подмостей основывается на принципе уравнивания переднего свешивающегося конца пролетного строения задним его концом.

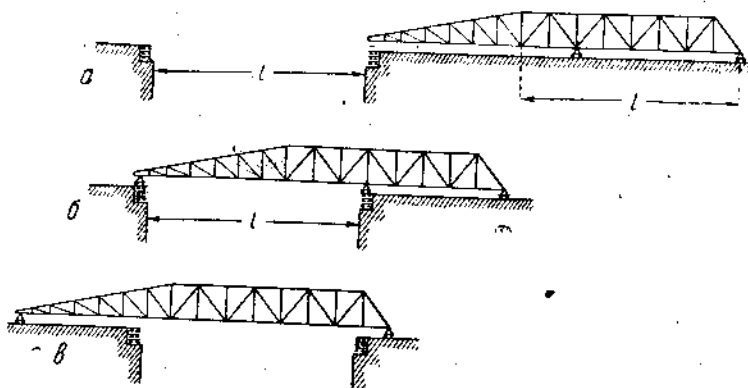
Продольная надвигка без подмостей наиболее удобна для неразрезных пролетных строений. Для продольной надвигки без подмостей разрезных пролетных строений применяют так называемый аванбек, представляющий временную конструкцию, искусственно удлиняющую передний конец фермы. Аванбек рассчитывают на нагрузку от одного только собственного веса надвигаемого пролетного строения, а потому он представляет собой легкую конструкцию. Длину аванбека назначают с тем расчетом, чтобы конец его достигал встречной опоры до того, как вся надвигаемая конструкция дойдет до предельного



Фиг. 358. Продольная надвигка с помощью пловучей опоры

положения, грозящего опрокидыванием ее в пролет. Обычно длину аванбека делают от 0,55 до 0,65 длины пролетного строения.

На фиг. 359 представлена схема надвигки пролетного строения помощью аванбека.

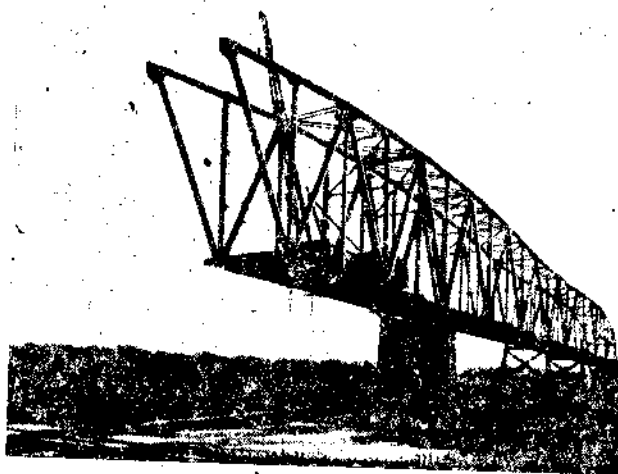


Фиг. 359. Надвигка пролетного строения помощью аванбека

При продольной надвигке пролетных строений в отдельных их элементах могут возникать перенапряжения; тогда приходится прибегать к усилению главных ферм временными деревянными элементами. Кроме того следует принимать меры предосторожности против возможности сдвига пролетных строений ветром во время передвигки.

Навесная сборка

Сборка моста без подмостей, при которой элементы пролетного строения последовательно устанавливаются на свои места, начиная от опорных узлов так, что



Фиг. 360. Навесная сборка металлического моста

присоединяемые элементы все время образуют неизменяемую систему, называется навесной сборкой (фиг. 360). Наиболее часто навесная сборка применяется для мостов через реки с высокими берегами, скалистым руслом и т. п., когда устройство сборочных подмостей затруднено.

Наиболее легко навесная сборка может быть применена в консольных, неразрезных и висячих мостах. Весьма часто навесную сборку применяют также для арочных мостов (преимущественно при порталных арках).

При навесной сборке арочных мостов приходится устраивать специальные анкеры, закрепляющие собираемое пролетное строение в устойчивом состоянии,

и производить проверку напряжений в элементах в процессе сборки, усиливая в случае необходимости отдельные элементы. На фиг. 361 представлена сборка арочного моста; для устойчивости собираемой конструкции верхний узел опорной стойки закреплен анкером, заделанным в скалу. Позади собираемого моста виден второй существующий мост.

В некоторых случаях может быть применена полунавесная сборка, когда свешивающиеся концы собираемой конструкции поддерживаются в отдельных точках вспомогательными опорами. Схема навесной сборки пролетного строения с вспомогательными опорами приведена на фиг. 362.

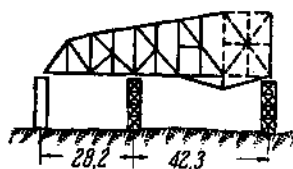
Навесную сборку пролетных строений обычно производят помощью журавлевых кранов.

Сборка висячих пролетных строений

Сборка висячих мостов состоит из навески цепей или канатов и сборки остальной конструкции, подвешиваемой к ним.

Сборка мостов с цепными звеньями вследствие большого веса цепи чаще производится на подмостях.

Висячие мосты, поддерживаемые кабелями, как правило, собирают без подмостей. Навеска канатов висячих мостов производится после постройки пилонов. Легкие канаты можно протаскивать с берега на берег, через пилоны, помощью проволоки. Более тяжелые канаты вначале укладывают на плотках вдоль оси моста и затем поднимают на пилоны помощью кранов или лебедок. Канаты больших мостов изготавливают из отдельных прядей на



Фиг. 362. Схема навесной сборки с вспомогательными опорами



Фиг. 361. Навесная сборка арочного моста

берегу или непосредственно на месте. Для вязки каната на месте устраивают специальный рабочий настил, подвешиваемый к временным рабочим канатам, перекинутым через пилоны (фиг. 363). Устройство рабочего настила производится помощью люлек или тележек, передвигаемых по канатам (фиг. 364).

Для предотвращения раскачивания рабочего настила он в нескольких точках расчалывается канатами.

Сборка подвесной части производится навесным способом, причем элементы собираемой конструкции подвешивают к основному канату (фиг. 365). Во избежание односторонней нагрузки канатов и возможных вследствие этого отклонений от проектного положения необходимо следить за симметричностью загрузки каната.

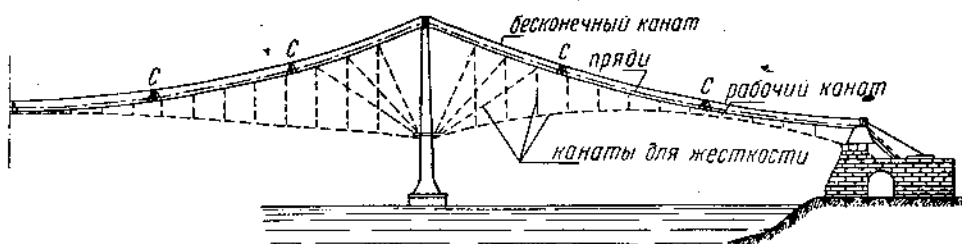
Глава IX

СОДЕРЖАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТОВ

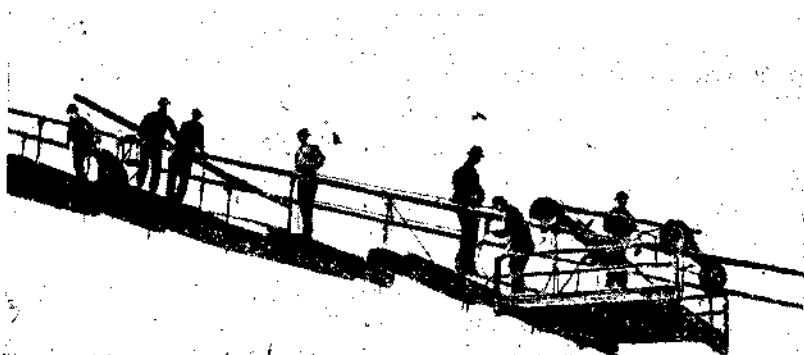
§ 35. Общие сведения

Для обеспечения безопасности движения и сохранения мостов в исправном состоянии за всеми металлическими мостами устанавливается регулярный надзор. Цель этого надзора — обеспечение правильной эксплуатации сооружения, выявление всех его дефектов и своевременное их устранение.

Надзор за металлическими мостами устанавливается: а) постоянный, б) текущий и в) периодический.



Фиг. 363. Схема устройства подмостей для сборки висячего моста



Фиг. 364. Укладка настила по рабочему канату



Фиг. 365. Сборка подвесной части висячего моста

Постоянный надзор заключается в регулярном осмотре сооружения периодически через несколько дней, а для крупных мостов — ежедневно.

Кроме регулярного осмотра постоянный надзор заключается также в содержании моста в исправном состоянии, исправлении мелких дефектов и повреждений сооружения и выявлении всех более серьезных дефектов, исправление которых не может быть проведено собственными силами лицом, осуществляющим постоянный надзор.

Текущий надзор заключается в периодическом осмотре всех элементов сооружения: проезжей части, главных ферм, связей, опорных частей, опор, регулиционных сооружений, конусов, насыпей подходов, русла реки и др.

К текущему надзору относятся также наблюдения над режимом реки, а также и над различными обнаруживаемыми дефектами пролетных строений и опор.

Как правило, текущий осмотр металлических мостов должен производиться не менее двух раз в год.

Периодический или годовой осмотр производится раз в год, как правило, после прохода весенних вод. При годовом осмотре производится тщательная проверка общего состояния всего моста, выясняется правильность надзора и всех произведенных за год работ по содержанию моста.

При годовом осмотре крупных мостов желательно проведение проверки помощью геодезических инструментов состояния профиля и плана ферм. В случае подозрений о наклоне, осадке или смещениях опор должны быть проведены геодезические съемки этих опор.

§ 36. Содержание металлических пролетных строений

Все части металлических пролетных строений должны содержаться в чистоте. Скопления грязи, мусора, снега и льда, обычно наблюдаемые в коробках нижних поясов, на верхних поясах, в проезжей части, на фасонках ветровых связей, в опорных узлах и других местах, не должны допускаться.

Для поддержания в исправности проезжей части моста нужно регулярно производить уборку с настила грязи, пыли и сора и прочищать водоотводные приспособления, счищать снег и скалывать лед.

Имеющиеся в конструкции коробчатые элементы и паузы должны иметь достаточное количество отверстий для отвода воды и очищаться от снега и мусора.

Для предохранения металлической конструкции от коррозии надлежит тщательно следить за состоянием окраски элементов и своевременным ее возобновлением.

Части металлических мостов, обычно скорее других подвергающиеся коррозии, как, например, балки проезжей части, нижние пояса ферм, опорные узлы и др., рекомендуется окрашивать чаще прочих частей пролетного строения и применять для них более стойкие краски.

В случае появления в конструкции следов коррозии ее нужно счистить помощью металлических щеток и скребков, после чего это место необходимо покрасить.

При значительных ослаблениях коррозией, вызывающих перенапряжения, необходимо произвести усиление или замену поврежденных частей.

В случае обнаружения в каких-либо элементах расслоений металла или трещин необходимо произвести их заварку или же усиление накладками.

Заклепочные соединения должны освидетельствоваться путем осмотра и простукивания. Особое внимание следует обращать на рабочие соединения в ответственных частях: узлах, стыках, креплениях балок проезжей части и др.

При обнаружении ослабших заклепок должна быть немедленно произведена замена их новыми. При смене заклепок не допускается срубка более 20% заклепок крепления одного элемента; выбивать заклепки для замены их новыми следует по одной.

Новые заклепки необходимо, после их постановки, окрасить. В главных фермах и связях нужно следить за прямолинейностью отдельных элементов. Изогнутость сжатых элементов главных ферм не должна быть более $\frac{1}{500}$ длины стержня. При обнаружении значительных искривлений элементов необходимо их выправить.

При слабой натянутости гибких элементов главных ферм или связей следует произвести их натяжение с предварительной разрезкой и устройством дополнительного стыка, или усилить их.

► Если связь между отдельными ветвями элементов недостаточна, то ее необходимо усилить.

Опорные части моста нужно регулярно очищать от засорения и смазывать. В зимнее время опорные части должны быть очищены от снега и льда. В случае обнаружения отклонения катков подвижных опор от нормального положения должны быть приняты меры к восстановлению правильного их расположения.

В мостах с деревянным настилом необходимо содержать в исправности противопожарные приспособления на мосту (кадки с водой, ящики с песком, огнетушители и др.).

Мосты через судоходные или сплавные реки должны быть снабжены спасательными приспособлениями, которые должны всегда находиться в исправности.

§ 37. Содержание каменных опор

Каменные опоры металлических мостов, если они построены из доброкачественного камня и имеют хорошее основание, обычно служат много десятков лет без каких-либо повреждений и ремонта. Тем не менее при текущем и периодическом осмотрах моста необходимо путем наружного осмотра проверять, не появилось ли в опорах трещин, повреждений облицовки и др., обращая особое внимание на части, находящиеся в пределах колебаний горизонта воды.

Периодически следует также проверять, правильно ли положение опор, не получили ли они каких-либо перемещений или наклона.

При осмотре устоев необходимо удостовериться в исправности действия дренажей, выводящих воду из-за устоев, проверяя, не задерживается ли вода позади устоев и не выступает ли сырость на поверхности кладки.

В устоях с проемами необходимо проверять также состояние изоляции, вскрывая ездовое полотно, если следы сырости на кладке заставляют предполагать повреждение изоляции.

Кроме того необходимо следить за состоянием дна около опор, делая промеры глубин после каждого прохода высоких вод.

Если при осмотре опор обнаруживается появление трещин, то за ними устанавливают постоянное наблюдение, а в случае необходимости вскрывают облицовку для обследования состояния под ней кладки. Для выяснения степени распространения трещин внутри кладки иногда пользуются нагнетанием в кладку подкрашенной жидкости.

При обнаружении смещений или наклона опор за ними немедленно устанавливают тщательное наблюдение помощью геодезических инструментов.

Поверхностные трещины в кладке, если они не обнаруживают тенденции к увеличению, необходимо замазывать цементным раствором.

Заделку глубоких трещин производят путем нагнетания цементного раствора под давлением. Нагнетание раствора производится через металлические трубки, вставляемые в трещины; при этом раствор вводится сначала в нижнюю часть поврежденной кладки и затем постепенно выше.

Если обнаруженные при осмотре трещины продолжают увеличиваться, то необходимо детальное обследование опор для выяснения причины их разрушения и ее устранения.