

БИБЛИОТЕКА ГЕШЕН

624.2/8

Л-22

Проф. Ф. ЛАНДСБЕРГ

ОБЩИЕ ОСНОВЫ  
СООРУЖЕНИЯ  
МОСТОВ

С 44 рисунками



7  
O  
ИЗДАТЕЛЬСТВО  
„НАУКА И ЖИЗНЬ“

279

Русское издание „БИБЛИОТЕКИ ГЕШЕН“

624.2/8

Л22

Проф. Ф. ЛАНДСБЕРГ

~~624.2~~

~~Л-22~~

# ОБЩИЕ ОСНОВЫ СООРУЖЕНИЯ МОСТОВ

С 44 рисунками

Авторизованный перевод с последнего немецкого издания инженера Е. СПУЛЬСКОГО под редакцией проф. М. Н. БЕРЛОВА

Бібліотека НУВГП



741771

624.2/8

Л22

Общие основы сооружения мостов  
Ландсберг Ф.

КНИГОИЗДАТЕЛЬСТВО

„НАУКА И ЖИЗНЬ“

БЕРЛИН — РИГА

НУВГП  
НАУКОВА  
БІБЛІОТЕКА

№2

475845

279.56

И





## Оглавление.

|   | Стр. |
|---|------|
| <b>А. Введение и общие понятия.</b>   |      |
| § 1. Введение . . . . .   | 5    |
| § 2. Исторический очерк мостостроения . . . . .   | 6    |
| § 3. Типы мостов . . . . .  | 18   |
| <b>В. Строительные материалы и их сопротивление действующим усилиям.</b>  |      |
| § 4. Строительный камень, раствор и бетон . . . . .   | 23   |
| § 5. Дерево . . . . .   | 29   |
| § 6. Железо.  |      |
| а) Сорты железа и их свойства . . . . .   | 31   |
| б) Железо, применяемое в мостостроении . . . . .  | 37   |
| в) Допускаемые напряжения железа в мостах . . . . .   | 42   |
| § 7. Железобетон . . . . .  | 55   |
| <b>С. Устройство мостов в зависимости от условий движения, расположение соответственных путей сообщения в горизонтальной и вертикальной плоскостях.</b> |      |
| § 8. Расположение в плане . . . . .   | 61   |
| § 9. Отверстие в свету, высота в свету, строительн. высота и подъемы в'ездов . . . . .  | 63   |
| § 10. Ширина мостов . . . . .   | 66   |
| <b>Д. Действующие нагрузки.</b>   |      |
| § 11. Собственный вес.  |      |
| а) Каменные мосты . . . . .   | 68   |
| б) Железные мосты . . . . .   | 69   |
| в) Деревянные мосты . . . . .   | 71   |
| г) Сводчатые железобетонные мосты . . . . .   | 71   |
| д) Балочные железобетонные мосты . . . . .  | 72   |

|   | Стр. |
|---|------|
| § 12. Подвижная нагрузка . . . . .            | 72   |
| § 13. Давление ветра . . . . .                | 78   |
| § 14. Центробежная и тормозная силы . . . . . | 80   |

#### Е. Основания статического расчета мостов.

|   |     |
|---|-----|
| § 15. Общие сведения . . . . .  | 81  |
| § 16. Своды . . . . .   | 84  |
| § 17. Железобетонные мосты . . . . .                                    | 94  |
| а) Железобетонные мосты со сводами . . . . .                            | 95  |
| б) Железобетонные балочные мосты . . . . .                              | 100 |
| § 18. Деревянные мосты . . . . .  | 104 |
| § 19. Железные мосты . . . . .  | 113 |
| § 20. Моменты и поперечные силы балочных мостов на двух опорах.         |     |
| а) Моменты и поперечные силы от собственного веса . . . . .             | 126 |
| б) Наибольшие моменты и поперечные силы от подвижной нагрузки . . . . . | 127 |
| а) Железнодорожные мосты . . . . .                                      | 127 |
| б) Мосты под проезжую дорогу . . . . .                                  | 133 |

#### Ф. Проезжая часть и устройство в поперечном сечении.

|  |     |
|--|-----|
| § 21. Проезжая часть железных железнодорожных мостов . . . . .             | 134 |
| § 22. Проезжая часть мостов под обыкновенную дорогу . . . . .              | 139 |
| § 23. Пешеходная часть мостов под железную и обыкновенную дорогу . . . . . | 143 |
| § 24. Устройство в поперечном сечении железных мостов . . . . .            | 144 |
| § 25. Поперечные и ветровые связи . . . . .                                | 145 |

## Общие основы сооружения мостов.

### А. Введение и общие понятия.

#### § 1. Введение.

„Наш век характеризуется развитием движения.“ Это часто повторяемое и вполне правильное изречение может быть развито далее в следующее: степень культурного развития какого-либо периода или народа характеризуется развитием движения. Следовательно, каждый век характеризуется свойственным ему развитием движения.

Трудно себе представить, какое выдающееся значение имело в давно прошедшие времена изобретение какого-то сообразительного человека, впервые поставившего на катки груз, который ему нужно было передвинуть, и тем самым чрезвычайно облегчившего передвижение тяжестей.

Этому основному открытию обязаны мы, его правнуки, существованием железных дорог, локомотивов, автомобилей, велосипедов! Передвижение требует дорог. Без дорог нет передвижения. Чем лучше дороги, тем лучше могут быть средства сообщения, тем лучше само передвижение, тем выше культура!

Самыми трудно выполнимыми частями путей сообщения являются мосты. Древние римляне, которые для поддержания своего мирового влады-



чества, особенно нуждались в хороших путях сообщения, чрезвычайно высоко ценили искусство мостостроения, настолько высоко, что самое высшее свое духовное общество они называли „Pontifices“, т. е. мостостроители. А великий полководец, Юлий Цезарь, в своих записках о Галльской войне поместил подробное описание сооруженного им моста через Рейн.

Мосты необходимы также при пересечении двух или нескольких путей сообщения, лежащих в различных уровнях, когда движение на каждом из них должно быть, по возможности, независимо от других. Железная или проезжая дорога может быть проведена над рекой, морским заливом, каналом, под другой железной или проезжей дорогой. В вопросе, что при данном скрещении дорог должен быть сооружен мост, решающим является различие высот обеих дорог и беспрепятственность движения по каждой из них.

Сравнительно еще немного времени тому назад проведение дорог через большие реки и морские заливы представляло большие затруднения. За последние 50 лет в области мостостроения достигнуты такие выдающиеся успехи, что в настоящее время могут быть разрешены все задания, лежащие в разумных пределах. В настоящее время, если строители находятся на высоте современных знаний теории и практики, то они в состоянии строить мосты с пролетами в 500 и более метров.

## § 2. Исторический очерк мостостроения.

Старейший из известных нам мостов был построен в 6 столетии до Р. Хр. Навуходоносором через р. Евфрат; он состоял из каменных опор и лежащего на них деревянного пролетного строения; общая длина его составляла 600 метров. Дарий построил понтонный мост через Босфор (строитель



Мандрокл из Самоса) и через Дунай вблизи его устья за 515 лет до Р. Хр.; Ксеркс построил такой же мост через Геллеспонт. Каменные мосты строились в прежние времена из каменных балок, причем, при более значительных пролетах, греки перекрывали отверстие путем все большего напуска с каждой стороны каменных балок и в конце замыкали отверстие большими каменными балками.

Каменные мосты больших отверстий исполнимы лишь в виде сводов, изобретение которых приписывается современнику Перикла, Демокриту из Абдеры. Этрусски и римляне великолепно развили искусство постройки сводчатых мостов для перехода долин, рек и проведения водопроводных каналов. Некоторые из до сих пор еще сохранившихся сооружений удивляют нас своей солидностью, одновременно смелостью конструкции и красотой их архитектурных форм, как например мост, построенный Августом в Римине (30 г. г. до Р. Хр.), Pont du Gard у Nimes во Франции (построен при Агриппе за одно столетие до Р. Хр.), акведук у Segovia и Tarragona в Испании, Мильвийский мост через Тибр (100 л. до Р. Хр.), мост Фабриция и Элия (ныне Ангельский) оба в Риме через Тибр. Сводчатые мосты древних Римлян, насколько известно, все имели полуциркульные своды.

Из деревянных мостов римлянам были известны балочные мосты, из которых особенно известен, вследствие защиты Горация Коклеса, Pons sublicius (построен в 625 году до р. Хр.) и мост через Рейн, построенный Цезарем (Commentarii de bello gallico, IV книга гл. 17). Римляне строили также арочные деревянные мосты, что видно по рисунку моста через Дунай на колонне Траяна. Железные мосты, требующие легкого производства железа и основательного знания статики, не были известны в древние и средние века вплоть до конца 18-го века.

С гибелью Западно-Римского Государства пришло в упадок и мостостроение, как и многие другие отрасли культуры. Лишь в конце средних веков появились достойные внимания сооружения мостов, в числе которых находится мост через Дунай у Регенсбурга, законченный в 1146 году, старый мост через Эльбу в Дрездене, мост через Рону в Авиньоне, законченный в 1188 году, мост через Темзу в Лондоне (1209), Тринидатский мост во Флоренции (1251), мост Rialto в Венеции (1587—1591). При этом были применены более плоские своды меньшей толщины и более тонкие опоры, чем в римских мостах.

Дальнейшее развитие мостостроения стало возможно благодаря успехам в области статики и теории упругости, начало которой положено Галилеем. Постройка сводчатых мостов достигла выдающегося развития во Франции. Большую роль в этом сыграл учрежденный в Париже в 1747 году и достигший всемирной известности в 1760 году институт „Ecole des ponts et chaussées“. (Школа мостов и дорог) Здесь внимательно изучались, необходимые для современного мостостроения, статика, теория сводов, начертательная геометрия и математика. Благодаря этому явилась в сооружениях большая смелость, которая шла об руку с красивой внешностью как всего сооружения, так и его отдельных частей. Здесь прежде всего нужно упомянуть выдающегося инженера Perronet, который долгое время руководил Школой мостов и дорог и который, между прочим, построил мост через Сену у Neuilly в пять пролетов, с коробовыми сводами отверстием около 40 метров каждый. Мерилом успехов в области мостостроения (помимо улучшения отдельных частей) является величина отверстия в свету и подъем свода, т. е. отношение стрелы свода к отверстию. Тогда как у древних римлян отверстия в свету едва достигали 25 метров, в средние века дошли до 50 метров.

Отверстие в 50 метров можно считать наибольшим в конце 18 столетия и в французских мостах, но подъем свода (стрела) стал значительно меньшим и вместе с тем возросла смелость и красота сооружений, тем более, что и толщина опор была значительно уменьшена. Все это стало возможно благодаря лишь тому, что стало известно распределение сил внутри сооружения. (Не должно все же умалчивать, что теория свода в те времена еще не вышла из младенческого состояния и сделала значительные успехи лишь во второй половине 19-го столетия.) В мостовой арке у Pontoise (1772) подъем составлял 1:13,5, в мосту же через Loing у Nemours (1805) — всего лишь 1:17. Такие подъемы даже в настоящее время считаются весьма смелыми для арочных мостов.

В течение 19 столетия долгое время казалось, что каменные мосты должны будут отойти совсем на задний план под давлением конкуренции железных мостов. Лишь много спустя было обнаружено, что каменные мосты обладают весьма хорошими качествами по сравнению с железными мостами, а именно: почти неограниченной долговечностью, ничтожными расходами на содержание в исправности и красивой внешностью. Благодаря развитию теории, улучшению строительных материалов, особенно же цемента и бетона, испытаниям строительных камней в правительственных и частных лабораториях, в конце концов благодаря введению железобетона, ныне достигнуты значительные успехи в области сооружения каменных мостов. Следует особенно подчеркнуть введение шарниров в сводах, конструкцию, которую одними из первых отстаивали Кёрске в Дрездене и Leibbrand в Штуттгарте. Отличным примером таких мостов служит мост через Дунай у Мундеркингена с тремя шарнирами, отверстием в 50 метров, со стрелой свода в 5 метров, толщиной



свода в ключе 1 метр и в пяте 1,1 метра и с наибольшим напряжением в  $38 \text{ kg/cm}^2$ . Благодаря упомянутым успехам явилось возможным выполнить сооружения в последнее время таких каменных мостовых сводов, которые еще недавно казались неисполнимыми. Построенный в 1902 году мост через Долину Петра в Люксембурге имеет среднее отверстие, перекрытое бесшарнирным сводом, в 84,65 метра; мост через долину Suga у Плауен в Фойгтланде имеет отверстие в 90 метров, и на конкурсе проектов моста через Неккар у Маннгейма был представлен в 1901 г. проект со средним сводом пролетом в 112 метров и со стрелой подъема свода в 9,1 метра. Выполнен мост все-же с металлической аркой (двухшарнирной), перекрывающей средний пролет в 113 метров и с железобетонными сводами в крайних пролетах в 60 метров.

До развития железных мостов, особенно в странах богатых лесом, деревянные мосты играли большую роль при больших пролетах, которые не могли быть перекрыты сводами. В Швейцарии и Тироле уже в старину строили смелые деревянные мосты через пропасти и стремительные горные ручьи, и значительное число этих мостов хорошо сохранилось и до настоящего времени. Уже в 1778 году в деревянном мосту через Лимму у Веттингена был достигнут необычайно большой пролет в 119 метров. Постройка деревянных мостов достигла особого развития в Северной Америке. Переход больших рек требовал больших пролетов, дерево, как строительный материал, было дешево и везде в любом количестве было под руками. Искусство мастостроения при этом много выиграло, так как спроектированные и построенные во второй трети 19-го столетия, строителями Long, Howe, Town, Brown и др., деревянные мосты своей конструкцией служили прообразом железным мостам.



Железные мосты. Блестящие успехи в конце 19 столетия достигнуты были в области сооружения железных мостов. Искусство сооружения железных мостов еще молодо: первый металлический мост в настоящее время имеет не более 150 лет; это, ставший известным, мост через **Severn** у **Coalbrookdale** в **Shropshire** (Англия), который был построен в 1776—1779 г. г. **Ab. Darby** и состоял из чугунной арки, пролетом в 31 метр. Немного позже (1796) был закончен старейший металлический мост в Германии через **Striegauer Wasser** у Лассана в Нижней Силезии, также состоящий из чугунной арки, отверстием 40 футов. Оба моста считались сооружениями настолько важными, что решено было передать потомству память о них отчеканкой особых монет. Оба этих скромных сооружения в свое время были оценены правильно, ибо они образуют начало нового, давшего столько успехов, направления, которое привело к сказочным сооружениям настоящего времени — железным мостам. Сооружение железных мостов стало расцветать во второй четверти 19-го столетия, как последствие сооружения железных дорог, и с тех пор победоносно распространилось по всем частям земного шара. Сооружение железных дорог требовало большого числа малых, средних, а в конце мостов и больших пролетов. Сперва дороги прерывались у больших рек и движение между обоими берегами поддерживалось паромами или другими подобными недостаточными средствами сообщения. Но потребность сквозного движения настойчиво требовала прочных мостов, что и было исполнено и исполняется в настоящее время. Для железнодорожных мостов чугун не представлялся достаточно надежным. Появилась потребность в строительном материале, который бы мог выдерживать неизбежные при быстром проходе поездов толчки. Таким материалом явилось сварочное

железо, тягучее и сравнительно большой прочности. Важным поворотным пунктом в сооружении железных мостов является Британский мост через морской пролив между Англией и островом Энглезей, законченный в 1850 году и построенный младшим Стефенсоном. Это железнодорожный мост, который по требованию Адмиралтейства должен был иметь по обе стороны утеса находящегося по середине пролива, отверстия в свету в 137 метров и высоту до низа ферм в 32 метра. Чтобы установить пригодность для такого значительного сооружения сварочного железа, были предприняты обширные опыты под руководством проф. Годкинсона фабрикантом Ферберном. Хотя опыты эти не были поставлены строго научно, по все-же они дали ценные результаты, на основании которых было построено в 1846—1850 г. г. это, вызвавшее много удивления, сооружение. Мост этот был открыт 18 марта 1850 года; он состоял из двух сплошных ферм, соединенных сверху и внизу связями (закрытый мост). Применение ферм со сплошной стенкой для больших пролетов не получило однако распространения, и можно отметить лишь единичные подражания этому мосту. Гораздо чаще применялись как во Франции, так и в Англии и Германии, раскосные и решетчатые мосты. Одно время возбуждал большое внимание мост через Вислу у Диршау; старый диршауский мост состоял из шести пролетов по 131 метра каждый с неразрезными фермами, перекрывавшими по два пролета, и был сооружен в 1851—1857 г. г.; затем железнодорожный мост через Рейн в Кельне с четырьмя пролетами по 99 метров; мост через Wye у Chepstow в Англии с одним отверстием в 90 метров, и мост через Tamar у Plymouth с двумя пролетами по 135 метров. Оба последние моста построены известным инженером Brunel. Лишь немного примеров может быть здесь приве-

дено, ибо все они значительно превзойдены позднейшими сооружениями.

Великие задачи, поставленные мостостроению постройкой железных дорог, могли быть выполнены только при условии дальнейшего развития теории и наличия безукоризненных материалов. Необходимо было внимательно изучать каждую отдельную задачу и стремиться к возможно точным расчетам. Ибо существование таких смелых сооружений, какими являются наши современные мосты, законно лишь тогда, когда они могут быть рассчитаны с достаточной степенью точности и таким образом можно с полной уверенностью ручаться за их надежность и устойчивость. Во второй половине 19-го столетия достигнуты особые успехи в области изучения действующих в сооружениях сил, в особенности в области статики сооружений, которая не только учит расчету, но и введению новых улучшенных конструкций. Имена Кульмана, Гербера, Шведлера, Винклера, Мора, Кастильяно, Мюллер-Бреслау, Штейнера, Циммермана и Ланда принадлежат к выдающимся представителям науки. Но, наравне с точностью расчета имеет такое же значение надежность строительных материалов, особенно железа и цемента. В области железодельной промышленности за последние 50-лет можно отметить выдающиеся успехи: Бессемер, Томас, Гильхрист, Мартен, Сименс, Грей — лишь самые знаменитые имена в этой важной области. Железодельная промышленность не довольствуется достигнутыми результатами, но ставит свои цели все дальше и дальше и стремится к достижению все более и более доброкачественных строительных материалов. Химическая промышленность в свою очередь также принимает деятельное участие в изготовлении подходящего качества цемента для оснований, бетона, железобетона и каменной кладки



и, благодаря своим выдающимся достижениям, значительно подвинула вперед сооружение мостов.

Главные периоды. В строительстве металлических мостов можно ясно различить три эпохи: первая, в которой рядом с чугуном применялось сварочное железо, продолжалась до середины

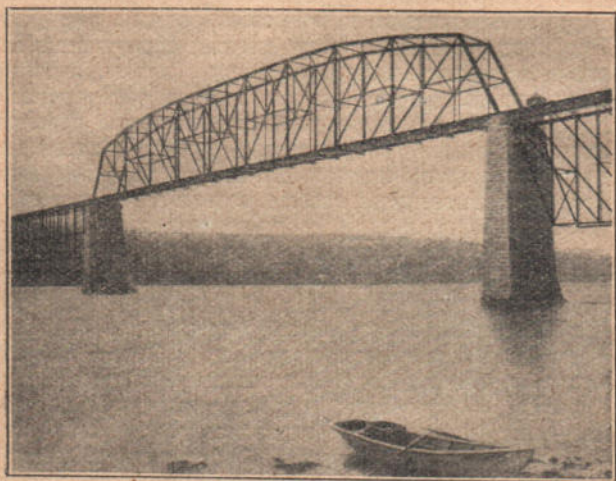


Рис. 1. Мост через Susquehanna.

19-го столетия; затем следовала эпоха сварочного железа. Начиная с 50-тых годов до конца 80-ых годов 19-го столетия сварочное железо было почти исключительным строительным материалом в мостостроении. Но с конца 80-тых годов с ним начало конкурировать литее железо и после нескольких первоначальных неудач совершенно вытеснило его из этой области. Научились производить фабрич-



Этим путем отличное, дешевое и прочное литое железо, научились правильно обращаться с этим не легким в употреблении строительным материалом. Окончательный конец эпохи сварочного железа совпадает в различных странах с разными годами; в Германии между 1890 и 1900 годами. Эпоха литого железа, в свою очередь, в близком будущем будет



Рис. 2. Мост под проезжую дорогу через Неккар у Маннгейма.

сменена стальной эпохой. Потребность при тяжелых мостах больших пролетов в строительном материале, прочность которого во много превосходила бы литое железо, сказывается все сильнее, и уже в настоящее время железоделательные заводы изготовляют высококачественную углеродистую и никелевую сталь. Повидимому, стальная эпоха в строительстве металлических мостов начнется в недалеком

будущем. Уже имеются мосты построенные из никелевой стали.

Здесь нет возможности рассматривать отдельные мосты и историю их развития; этому найдется место в других книгах. Следует только указать еще на то, что трудности выполнения моста возрастают в гораздо большей степени, чем величина

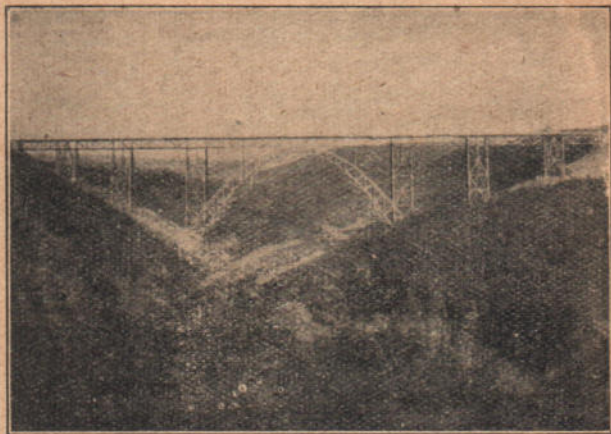


Рис. 3. Мост Кайзер-Вильгельм у Мюнгстен.

пролета. Поэтому, увеличение пролетов мостов может быть принято как масштаб их прогресса. В круглых цифрах получаем, что пролеты составляли:

- в римских каменных мостах до 25 м.,
- в каменных мостах средних и новых веков до 50 м.,
- в деревянных и чугунных мостах до 75 м.,
- в мостах из сварочного железа 100 и затем до 150 м.

В последнее время с применением литого железа и стали достигли пролетов в 500 и более метров. Бывающий мост через Ст.-Лоренц у Квебека в Канаде будет иметь средний пролет в 523 метра. Сперва средний пролет должен был иметь отверстие в 549 метров, но при сборке мост провалился 27 авг.

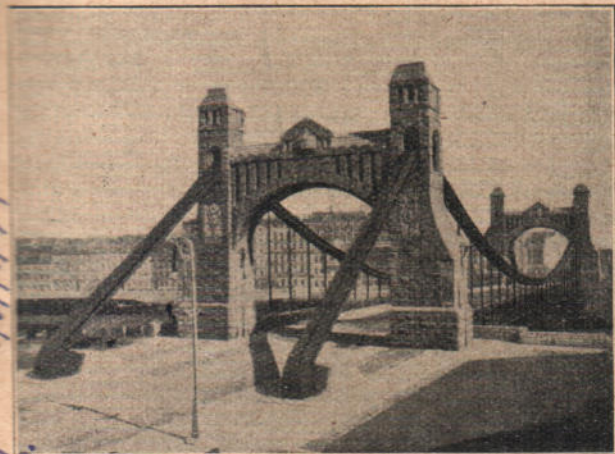


Рис. 4. Мост Кайзербрюкке в Бреславле.  
 (По рисунку в брошюре на открытие этого моста.)

1907 года вследствие продольного изгиба одного из стержней.

На рис. 1—4 изображены некоторые характерные примеры мостов. На рис. 1 изображен американский раскосный мост; на рис. 2 — мост Фридрихсбрюкке через Неккар у Маннгейма; на рис. 3 — мост Кайзер-Вильгельм-брюкке у Мюнгстена; на рис. 4 — мост Кайзербрюкке через Одер в Бреславле (сооружен 1908—1910 г. г.).



**Железобетонные мосты.** Соединение двух давно известных строительных материалов, железа и бетона повело к новому, весьма удобоприменимому, который можно считать новым, материалу — к железобетону. В первой четверти этого столетия этот материал стремительно завоевал себе почти все области строительства. Конечно, не обошлось и без неудач, что объясняется новым способом строительства. Этот строительный материал особо пригоден для конструктивных частей подверженных изгибу (балки), а также таких, в которых преобладает сжатие, а временами и незначительное растяжение. В течение последнего десятилетия часто строили из него и раскосные мосты по типу железных мостов, в которых применены стержни из железобетона, подверженные исключительно растяжению. Эти сооружения построены не без возражений со стороны противников, и только будущее покажет, целесообразны ли эти сооружения или нет.

### § 3. Типы мостов.

Мосты состоят из опор и пролетных строений. Пролетные строения соединяют опоры между собой, воспринимают нагрузку, передают ее через свои опорные части на каменные опоры, которые, в свою очередь, передают ее материку или прочному грунту через посредство фундамента.

По положению различают береговые устои и промежуточные опоры или речные быки.

Пролетные строения бывают из камня, бетона, дерева, железа или стали, а в последнее время и из железобетона. В зависимости от материала пролетных строений различают:

- каменные мосты,
- деревянные мосты,
- металлические мосты,
- железобетонные мосты.



Следует особо подчеркнуть, что отнесение моста к той или иной группе зависит от главного материала пролетного строения. Так, например, данный мост относится к разряду железных мостов, если его пролетные строения состоят из железа, безразлично, построены ли опоры из камня или из железа. Точно так же обстоит дело и с деревянными мостами.

В зависимости от подвижной нагрузки мосты разделяются на железнодорожные, под шоссейную или обыкновенную дорогу, пешеходные и акведуки (для проведения воды в каналах). Вместе с железнодорожными и шоссейными мостами совмещаются обыкновенно и пешеходные мосты. Соединяются также и мосты под обыкновенную и железную дорогу, причем они лежат или рядом или же друг над другом в два яруса. Шоссейные мосты в больших и средних городах снабжаются в последнее время исключительно рельсовой колеёй для электрических трамваев, так что совмещаются шоссейные и трамвайные мосты.

### Общее

#### устройство пролетных строений.

Общее устройство существенно различно в каменных и бетонных и в деревянных и железных мостах. Особое место занимают железобетонные мосты.

Главнейший тип каменных мостов представляют сводчатые мосты, в которых своды состоят из тесанных камней, бутовой кладки, кирпича и бетона. Более второстепенные балочные мосты из камня представляют перекрытие плитами.

Пролетные строения из железа или дерева устраиваются соответственно их назначению. Они должны передавать на опоры как действующие на

них временные нагрузки (железнодорожные поезда, повозки, автомобили, толпы людей), а иногда и очень значительный собственный вес (постоянная нагрузка). Для этой цели их составляют из различных частей. Комплектное пролетное строение изображено на рис. 5. Оно имеет следующие главные части:

- a) главные фермы (1·2...8·9 и 1'·2'...8'·9');
- b) поперечные балки (1·1'; 2·2'; 3·3'; и т. д.);
- c) продольные балки второстепенного значения. На рис. 5 они изображены между поперечными балками, параллельно главным фермам в четыре ряда;
- d) продольные и поперечные балки первостепенного значения, которые, при надобности, устраиваются между продольными балками второстепенного значения. Они встречаются главным образом в шоссейных мостах;
- e) проезжую часть;
- f) ветровые (горизонтальные) связи;
- g) поперечные связи;
- h) пешеходную часть и перила;
- i) тормазные связи в железнодорожных мостах.

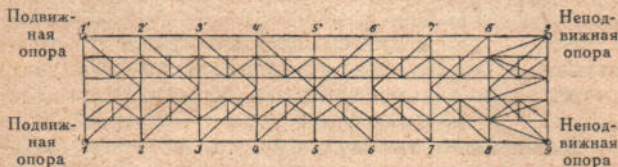


Рис. 5. Схематическое изображение пролетного строения железного моста.

Не все перечисленные части встречаются во всех мостах.

Следовательно, при устройстве, показанном на рис. 5, т. е. при котором, за исключением ветровых

и поперечных связей, имеются лишь главные фермы и поперечные и продольные балки второстепенного значения, действующие нагрузки передаются проезжей частью на продольные балки второстепенного значения; эти последние передают ее на поперечные балки, а поперечные — на главные фермы. Таким образом точно указан путь сил и каждой части конструкции ее задачи. Усилия от ветра, приходящиеся на пролетное строение и подвижной состав, передаются на опоры посредством полураскосной системы, видимой на рис. 5. Отдельные панели ее составляют равнобедренные треугольники, основание которых состоит из поперечных балок. Все пролетное строение сопротивляется действию ветра как горизонтально лежащая ферма с параллельными поясами, пояса которой образуются частями главных ферм, а стойки поперечными балками. Раскосы же составляются из особых ветровых диагоналей; на рис. 5 они составляют стороны равнобедренных треугольников.

Рис. 5 изобразит лишь две главных фермы; но для одного пролетного строения применяются и три и четыре, а при надобности и более главных ферм. Главные фермы необходимы при всех пролетных строениях из железа и дерева, поперечные же балки не всегда. В малых мостах рельсы или проезжая часть воспринимаются главными фермами непосредственно. Поперечные балки, по мере возможности, следует располагать так, чтобы они составляли с главными фермами прямые углы. Остроугольные соединения и косые поперечные балки возможны, но их статическое действие не так выгодно, они более трудно исполнимы и потому дороже, чем прямые. На продольные балки в железнодорожных мостах зачастую непосредственно опираются шпалы. Для каждого пути целесообразно устраивать две продольные балки. В шоссежных же мостах большой



ширины зачастую применяется большее число продольных балок второстепенного значения.

Деревянные мосты также имеют главные фермы и поперечные связи, а смотря по обстоятельствам, и продольные балки второстепенного значения. Ветровые и поперечные связи не должны отсутствовать и в деревянных пролетных строениях.

Железобетонные мосты устраиваются как по типу сводчатых мостов, так и по типу балочных мостов. В пролетных строениях, устроенных по типу сводчатых мостов, железная арматура, по большей части, располагается как вблизи наружной, так и вблизи внутренней поверхности свода, потому что по временам в этих местах могут появляться растягивающие напряжения. Совсем другого рода конструкция Мелана. В ней, в расстоянии 0,75 до 1,00 метра расположены металлические ребра для восприятия нагрузки, которые устраиваются соответственно форме свода и окружены бетоном и промежутки в которых заполнены бетоном. Такие сводчатые мосты снабжаются в последнее время как пятовыми, так и ключевыми шарнирами.

Весьма целесообразно применять железобетон и для балочных мостов, преимущественно для мостов с фермами со сплошной стенкой. Особенно малые мосты такого рода устойчивы, долговечны, нечувствительны к дыму, переменам температуры и сырости, дешевы в эксплуатации и дают возможность устраивать их с балластным корытом на пролетном строении, так что при проходе поезда шум значительно заглушается; косое пересечение обоих путей не представляет трудностей, взаимное сопряжение опор хорошее.

Третий тип это подражание в железобетоне тем формам, которые оправдали себя в железных

конструкциях. Здесь не место говорить о том, всегда ли в этом соблюдали должную меру. Но обоснованным должно являться требование, применять железобетон лишь там и для таких ферм, которые соответствуют природе этого строительного материала и силам, действующим в конструкции. Вследствие этого не следует делать из железобетона таких частей, которые подвержены исключительно растяжению, и железобетонные конструкции должны быть, по возможности, изготовлены так, чтобы во всех частях действовало главным образом сжатие или напряжение на изгиб. Следовательно, форма свода весьма подходит к этому строительному материалу, годится также и балочная ферма со сплошной стенкой, хотя и меньше, чем свод.

## **В. Строительные материалы и их сопротивление действующим усилиям.**

При сооружении мостов применяются те же строительные материалы, как и при прочих капитальных сооружениях: камень, раствор, дерево, железо и, наконец, бетон и железобетон.

### **§ 4. Строительный камень, раствор и бетон.**

Каменная кладка мостовых опор и сводов истари производится из строительного камня и раствора. Строительный камень должен быть достаточно прочным, стойким к морозу и быть легким в обработке. В мостовом деле применяются естественные и искусственные строительные камни. Из естественных камней особенно пригодны известняк,

доломитовые породы и лучшие сорта песчаника; они совмещают постелистость, удобство обработки и прочность. Породы как гранит, сиенит, порфир, базальт, мелафир менее пригодны вследствие трудности их обработки; с другой же стороны они обладают большой твердостью и постоянством. Естественные камни применяются как в обтесанном виде для облицовок, так и в совершенно необработанном виде, в виде бута. Из искусственных камней применяется главным образом кирпич; по немецким нормам его размеры составляют  $25 \times 12 \times 6,5$  см, а по русским  $6 \times 3 \times 1,5$  вершка. Выбор того или другого строительного материала в каждом отдельном случае зависит от местных условий сооружения, от стоимости приобретения и транспорта. В северной Германии применяют главным образом кирпич, в южной же и в Австрии, наоборот, — больше естественного камня. Одновременно с камнем, чрезвычайно важным строительным материалом является раствор; лишь благодаря ему строительные камни соединяются в одно монолитное целое. Его сопротивление раздавливанию и сдвигу имеет решающее значение для каменной кладки. Ибо, какой толк в том, что камень может выдерживать большое давление, тогда как раствор может выносить лишь слабое? Решающее значение имеет всегда сопротивление более слабого строительного материала. А в береговых устоях, подпорных стенках и опорах сводов раствор подвержен в зависимости от обстоятельств подчас и действию сильных сдвигающих усилий.

Растворы бывают гидравлические, т. е. твердеющие под водой, и воздушные, обыкновенные известковые. Для кладки лежащей под водой необходимо применять гидравлический раствор, точно так же и для расположенной вне воды, но сильно напряженной кладки. Там же, где кладка



может быть сделана такой толстой, что давление на единицу ее площади ничтожно, может быть применен обыкновенный известковый раствор; в крайнем случае, с небольшим количеством цемента или гидравлической извести. Вследствие этого в мостах применяются главным образом гидравлические растворы.

Гидравлические растворы приготовляются различным образом.

Раствор портландского цемента состоит из 1 части (по объему) портландского цемента и из 2 до 5 частей песку. Раствор портландского цемента с количеством песку большим, чем пять объемов цемента приобретает большую прочность лишь при добавлении жирной извести или трасса. Цементный раствор готовится таким образом, что тщательное перемешивание цемента и песку производится насухо, и затем после перемешивания добавляется вода в количестве зависящем от желаемой густоты раствора.

Медленно схватывающий цементный раствор состоит из 1 части цемента, 1 части известкового теста и 6 до 7 частей песку.

Затем гидравлические растворы изготовляются также из гидравлической извести (называемой также тощей известью), природного или романского цемента и, наконец, из жирной или белой извести с гидравлическими добавками, которые обыкновенно состоят главным образом из трасса, а также пуцоланы.

Гидравлический известковый раствор состоит из 1 части гидравлической извести и 2 до 3 частей крупнозернистого песку.

Трасс добавляется как в цементный, так и в известковый растворы; раствор из трасса и извести

не так прочен как раствор из трасса и цемента, но дешевле его и более водонепроницаем.

Приготовление гидравлического известкового раствора начинают с того, что сперва старательно смешивают в сухом состоянии все составные части с известью, затем добавляют требуемое количество воды, после чего все еще раз основательно перемешивается. Необходимо всякий раз заготавливать лишь такое количество раствора, какое может быть израсходовано до начала его схватывания. За негодный к употреблению раствор, в котором начался процесс схватывания, следует считать: при медленно схватывающих растворах трасса и извести 6 часов после затворения, при растворах из трасса и извести с цементом — 3 часа после затворения и при цементном растворе —  $\frac{1}{2}$  часа после затворения.

**Бетон.** Бетон состоит из смеси гидравлического связующего вещества с песком и гравием или щебнем и соответственным количеством воды<sup>1)</sup>. По различным связующим веществам различают бетон из цемента и трасса; по различным составным частям — бетон из гравия, щебня, пемзы и шлаков, а по способу производства работы — трамбованный и литой бетон. При сооружении мостов применяется главным образом трамбованный бетон из портландского цемента. Все применяемые строительные материалы должны удовлетворять самым строгим требованиям. Для портландского цемента существуют нормы, по которым производится испытание и приемка. Песок и гравий должен быть с острыми гранями и свободным от примеси глины, земли и растительных веществ. Камень должен быть применен,

---

<sup>1)</sup> Германская портландцементная и бетонная промышленность на выставке в Дюссельдорфе 1902.

по крайней мере, такой прочности, какую обладает взятый цементный раствор; следовательно: гранит, гравий, базальт, твердый известняк. Не следует брать мягких песчаников и боя кирпича, а также пористого камня, который не может сопротивляться морозу (выветриванию). Размеры щебенки и гравия не должны в общем превосходить величины куриного яйца. Величина зерен песка должна быть от 1 до 7 мм, гравия и щебня от 7 до 25 мм. Для сводов целесообразен раствор, состоящий из 1 объемной части порландского цемента, 2 до 5 частей песку и 3 до 6 частей гравия или щебня. Для трамбованного бетона следует брать такое количество воды, чтобы бетонная масса стала пластичной лишь после продолжительного сильного трамбования, и на поверхности ее появилась легкая роса.

### Сопротивление камней, растворов и бетона действующим усилиям.

Следует различать: временное напряжение, при котором материал разрушается действующей силой, и допускаемое напряжение, которому вполне безопасно может быть подвержено данное тело. Оба напряжения вычисляются в килограммах на один квадратный сантиметр ( $\text{kg/cm}^2$ ) площади поперечного сечения. Допускаемое напряжение составляет лишь часть временного сопротивления строительного камня или раствора. По большей части за допускаемое напряжение принимают одну десятую часть временного сопротивления самого слабого материала, входящего в состав кладки. Временные и допускаемые напряжения важнейших строительных материалов и кладки приведены в следующей таблице. Приведенные значения, конечно, являются средними.



Таблица 3). Допускаемые напряжения строительных материалов и кладки.

| Название материала                             | Временное сопротивление в $\text{kg/cm}^2$   | Допускаемые напряжения в $\text{kg/cm}^2$ |  |                             |                   | Вес одного куб. метра в $\text{kg}$ | Употребительн. знач. $k_c$ |
|--|--|---|--|-----------------------------|-------------------|-------------------------------------|----------------------------|
|  |  | сжатие $k_c$                              | растяжение $k_p$                           | сдвиг (скалывание) $k_{cp}$ | изгиб $k_{из}$    |                                     |                            |
| Базальт . . . . .                              | 1000—3000  | 50—100                                    | Согласно опытам Баушингера мож но принять: |                             |                   | 2700—3200                           | 75                         |
| Гранит . . . . .                               | 800—2000   | 40—80                                     |  |                             |                   | 2500—3000                           | 45                         |
| Базальтов. лава                                | 800  | 40  | $\frac{1}{26} k_c$                         | $\frac{1}{13} k_c$          | $\frac{1}{6} k_c$ | 2800—3000                           | .                          |
| Известняк . . . .                              | 400—1000   | 20—50                                     |  |                             |                   | 2200—2400                           | 25                         |
| Песчаник . . . .                               | 300—1800   | 15—30                                     |  |                             |                   | 2200—2500                           | 20                         |
| Лучшая клинкерная кладка на цементном растворе | .  | 14—20                                     | 2,0  | .                           | .                 | 1600—2000                           | .                          |
| Кирпичн. кладка на цементном растворе          | 140  | 14  | 1,4  | .                           | .                 | 1500—1700                           | 12                         |
| То же на известк. раств.                       | 70   | 7   | 0,7  | .                           | .                 | 1500—1700                           | .                          |
| Цементный бетон: состава 1:3и1:4 . . . .       | 200—350  | 20—35                                     | 2,0  | 4,5                         | 40                | 2200                                | .                          |
| состава 1:2, 5: 5 . . . .                      | 140—250  | 14—25                                     | 1,5  | 3,0                         | .                 | 2200                                | .                          |
| состава 1:4:8                                  | 100  | 10  | 1,0  | 2,0                         | .                 | 2000                                | .                          |
| Хороший строительн. грунт                      | 2,5 $\text{kg/cm}^2$ , а при значителн. глубине до 5 $\text{kg/cm}^2$ .  |   |  |                             |                   |                                     |                            |
| Свайные основания . . . . .                    | Нагрузка на сваю среднего диаметра в 25 до 35 см составляет 10 до 20 t в зависимости от глубины забивки и рода грунта. |   |  |                             |                   |                                     |                            |

Прочность бетона зависит в большой степени от времени его затвердения. В общем на этот процесс следует назначать не менее 28 дней (см. постановление мин. общ. работ в Пруссии от 16 апреля 1904 г. § 2, п. 4). Затем решающее значение имеет состав смеси, старательность бетонировки и количество добавленной воды.

1) Из курса оснований сооружений, т. II: Der Brückenbau, bearbeitet v. Th. Landsberg und Ph. Völker 4 Auflage S. 13.

## § 5. Дерево.

При сооружении мостов применяются следующие древесные породы:

а) Хвойные породы: сосна, лиственница и ель.

б) Лиственные породы: дуб и бук.

Все перечисленные породы, за исключением бука, пригодны для мостовых прогонов, свай и настила. Буковое дерево было предложено для настила проезжей части мостов и одно время применялось с успехом. Рубка дерева (валка леса) должна быть произведена в декабре, когда жизнь дерева замирает: стволы срубленных деревьев должны быть очищены от коры и ветвей и положены на сухое место.

Бревна бывают от 25-ти до 45-ти см толщиной в отрубе и от 8-ми до 16-ти метров длиной.

Брусья получают из бревен путем обтески или опиловки горбылей и имеют прямоугольное сечение. Брусья бывают цельными, когда из бревна получается один брус, половинными, когда их получается два, и четвертными или рейками, когда их получается четыре из одного бревна.

Применимы также брусья, сечения которых не имеют острых углов; такие брусья называются обзолными. В договорах на поставку целесообразно указывать наибольшую величину обзола, обыкновенно от 2,5 до 4 см.

Вес дерева. В расчет следует вводить вес сырого дерева, который больше веса сухого. Можно принять, что:

| Порода<br>дерева        | Вес одного $m^3$ су-<br>хого дерева в кгр. | Вес одного $m^3$ сы-<br>рого дерева в кгр. |
|-------------------------|--|--|
| Хвойные<br>породы . . . | 570  | 870  |
| Дуб . . . . .           | 780  | 1000                                       |
| Бук . . . . .           | 750  | 1000                                       |

При некоторых обстоятельствах дерево может быть быстро разрушено гниением. Гниение наступает тогда, когда на дерево действуют одновременно воздух и влажность при средней температуре от 0° до 100° Ц. Особенно опасным является попеременное намокание и высыхание, но когда дерево все время находится под водой, то гниения его не происходит. Нижеперечисленные породы противостоят гниению в порядке их расположения: дуб, лиственница, сосна, ель и бук.

Мероприятия против гниения деревянных частей сооружения состоят в применении сухого дерева; в защите от дождевых вод; хорошей вентиляции, дабы проникшая влага могла испариться; покрытия смолами, маслами или карболинеумами; пропитке освобожденного от соков дерева противогнильными средствами (креозот, хлористый цинк).

В следующей таблице приводятся допускаемые напряжения для различных древесных пород.

| Древесные породы |                           | Допускаемые напряжение на: |                    |                    |                    |                    |
|------------------|---------------------------|----------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
|                  |                           | Растяжение                 | Сжатие             | Изгибание          | Скалывание (срез)  |                    |
|                  |                           |                            |                    |                    | вдоль              | попер. волокон.    |
|                  |                           | kg/cm <sup>2</sup>         | kg/cm <sup>2</sup> | kg/cm <sup>2</sup> | kg/cm <sup>2</sup> | kg/cm <sup>2</sup> |
| 1. Дуб           | a { постоянные сооружения | 90                         | 65                 | 65—75              | 10                 | 35                 |
|                  | b { временные сооружения  | 120                        | 80                 | 80                 | 12                 | 40                 |
| 2. Хвойн. породы | a { постоянные сооружения | 80                         | 60                 | 60                 | 9                  | 35                 |
|                  | b { временные сооружения  | 100                        | 80                 | 80                 | 10                 | 40                 |



## § 6. Железо.

## а) Сорты железа и их свойства.

В промышленности применяются следующие сорта железа: чугуны, сварочное железо, литое железо, сварочная сталь и литая сталь. Для железных мостов применяется главным образом литое железо, а в последнее время, сварочная и литая сталь. Это подразделение введено и принято выдающимися специалистами в области железного дела.

а) Чугун представляет отлитый в формы продукт переплавки железной руды и содержит в себе углерод от 2,3 до 4%; он легкоплавок и плавится уже при 1100 до 1200° Ц., тогда как температура плавления чистого железа — около 1800° Ц. Чугун хрупок и легко ломается при толчках. Поэтому в мостах чугун возможно применять лишь для второстепенных частей, излом которых не может повести за собой обрушения моста (опорные плиты, опорные подушки, перила и т. п.). Допускаемое напряжение составляет: на растяжение  $K_p = 250 \text{ kg/cm}^2$  и на сжатие  $K_c = 500 \text{ kg/cm}^2$ .

б) Сварочное железо имеет очень незначительное содержание углерода, мене  $\frac{1}{10}\%$  и очень тугоплавко. Температура его плавления лежит между 1500 и 1600° Ц.; его удельный вес составляет от 7,6 до 7,8. Сварочное железо тягуче, надежно и почти одинаково сопротивляется растяжению и сжатию. Напряжение на разрыв составляет около  $3600 \text{ kg/cm}^2$ , предел пропорциональности составляет в среднем  $1600 \text{ kg/cm}^2$ , модуль упругости  $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$ . При напряжениях, вплоть до предела пропорциональности, сварочное железо можно считать вполне эластичным. Допускаемое напряжение составляет 700 до  $1000 \text{ kg/cm}^2$ , в зави-

симости от того, действует ли нагрузка динамически или же спокойно и чем невыгоднее соотношение между подвижной и постоянной нагрузками. При статической нагрузке допустимо даже напряжение в  $1200 \text{ kg/cm}^2$ . Сварочное железо получается из расплавленного чугуна тем, что от него отнимают большую часть углерода. Для этой цели расплавленную массу смешивают со шлаками, содержащими много кислорода. Чугун отдает углерод и становится тем более тугоплавким, чем больше углерода он отдает. В конце получается тестообразная масса-крица, которая пропитана расплавленными шлаками и напоминает большую губку. Крица проковывается паровым молотом, причем удаляется большая часть шлаков. Процесс этот называется пудлингованием, а продукт — пудлинговым железом.

γ) Литое железо. Литое железо получается из чугуна, от которого, по возможности, отнимают углерод, в жидком виде. Литое железо приблизительно с 1890 года почти совершенно вытеснило сварочное железо в железных конструкциях и мостостроении, и только в настоящее время явился его заместитель — высокосортная никелевая сталь — мостовой материал будущего. Пока же литое железо еще полностью господствует в мостовом деле и железных конструкциях.

Литое железо тем мягче, чем беднее оно углеродом. С увеличением содержания углерода, увеличивается его твердость и прочность, но одновременно уменьшается его тягучесть. Меркой его тягучести является величина удлинения с момента перехода предела пропорциональности до наступления разрыва. С большей крепостью связана меньшая тягучесть. Поэтому для большей надежности при толчках, предпочитают меньшую прочность на разрыв, связанную с большей тягучестью.

По нормам „Союза германских архитекторов и инженеров“, от 1893 и 1901 г. г. для литого листового железа толщиной от 7-ми до 28-ми мм, разрывающее напряжение вдоль прокатки должно составлять не менее  $3700 \text{ kg/cm}^2$ , наибольшее  $4400 \text{ kg/cm}^2$ , удлинение вплоть до разрыва не менее 20%. В направлении поперек прокатки: прочность на разрыв не меньше  $3600 \text{ kg/cm}^2$  и не больше 4500; удлинение до разрыва не менее 17%. По способу производства литое железо разделяется на: бессемеровское, томасовское и мартеновское. Все способы состоят в удалении углерода до желаемой степени.

По способу Бессемера, открытому им в 1855 году, расплавленным чугуном наполняют грушевидную опрокидывающуюся реторту (конвертер-грушу), снабженную на дне соплами; через эти сопла вдувается в жидкий чугун под давлением воздух. При этом сгорают находящиеся в чугуне примеси: углерод, кремний и марганец и развивают при сгорании такое количество тепла, что даже почти совершенно обезуглероженное железо остается жидким и, по окончании этого процесса, выливается из этой реторты, или конвертера, в формы и по остывании может быть прокатано. При этом способе, заключающийся в железе фосфор не сгорает, так как железо содержащее фосфор хрупко-хладноломко, то способ Бессемера может быть применен лишь тогда, когда чугун не содержит фосфора. Так как встречающиеся в Германии руды почти все содержат фосфор, то поэтому для Германии имеет большое значение способ Томаса.

В 1879 году Томасом и Гильхристом был найден способ для добывания свободного от фосфора железа из чугуна, содержащего фосфор. Применяемый здесь конвертер снабжен основной футеровкой из жженого доломита и при вдувании



сжатого воздуха вводят еще и жженую известь. При этом фосфор переходит в шлаки и служит горючим материалом. Весь процесс обезуглероживания продолжается всего от 15-ти до 20-ти минут. В отличие от бессемеровского процесса, называемого кислым, способ Томаса называют основным.

Литое железо Мартена получается путем плавления чугуна с железом (обрезками или ломом сварочного и литого железа). При этом применяется пламенная печь с топкой Сименса. И во время этого процесса сгорают посторонние примеси: углерод, кремний, марганец и получается весьма бедное углеродом литое железо Мартена. Процесс длится от 4 до 6 часов.

Мартеновский процесс может быть кислым при чугунах свободных от фосфора и основным — при содержащих фосфор. При основном процессе дно печи снабжается футеровкой из жженого доломита и при плавке добавляется известь. При мартеновском способе, вследствие его большей продолжительности, возможно взятие многих проб металла, а потому и получение железа точно определенного состава.

б) Сталь по содержанию углерода занимает среднее место между чугуном и сварочным или литым железом; содержание углерода составляет от 0,25 до 1,6 %. Твердость увеличивается с увеличением содержания углерода, примерно, до 1,5 % и при дальнейшем увеличении его содержания остается, приблизительно, неизменной. Особо важное свойство стали, помимо ее прочности, состоит в способности ее принимать закалку. При быстром охлаждении нагретой стали, она становится особенно твердой.

В последнее время стремятся к применению высокосортной стали, содержащей примесь никеля.

Примесь никеля совместно с углеродом дает превосходный материал,

Ваддель установил подробными исследованиями, что углерод увеличивает прочность и предел упругости железа, но уменьшает удобство его обработки, ибо увеличивает его хрупкость. Благодаря присутствию никеля хрупкость уменьшается и сталь остается вязкой и тягучей. Благодаря добавлению этих, друг друга дополняющих, веществ получили сталь великоленных качеств.<sup>1)</sup> Выработанная Вадделем сталь содержит 0,45 % углерода и 4,25 % никеля, имеет разрывное сопротивление  $80 \text{ kg/cm}^2$  и предел пропорциональности около  $50 \text{ kg/cm}^2$ . Под пределом пропорциональности Ваддель понимает, в отличие от европейских определений, такое напряжение, при котором остающееся удлинение составляет 0,25 mm на 200 mm длины. Германский завод Gutehoffnungshütte в Обергаузене уже в течение целого ряда лет занимается выделыванием высокосортной и не особенно дорогой никелевой стали, которая удовлетворяет всем требованиям мостостроения. Прокатная никелевая сталь этого завода имеет разрывное сопротивление от 56 до  $65 \text{ kg/mm}^2$ , следовательно, почти на 50 % выше обыкновенного литого железа, еще достаточно удобна в обработке и так дешева, что, принимая во внимание достигнутое уменьшение веса, благодаря применению никелевой стали при сооружении больших мостов, стоимость последних значительно должна уменьшиться. В Америке построен уже из никелевой стали целый ряд мостов. Так, например, в Монготанском цепном мосту с балкой жесткости, открытом в 1909 году, применена клепанная конструкция из никелевой стали, весом

<sup>1)</sup> D-r. Bohny, Stahl und Eisen 1909, No. 20, Zeitschr. d. Ver. d. Ingenieure 1909, стр. 801, 1911, стр. 101, 102.

около 8100 т. В настоящее время строится самый большой мост через Ст.-Лоренц у Квебека, большая часть которого изготовляется из никелевой стали. На это сооружение будет употреблено около 47000 т никелевой стали. Средний пролет этого моста составляет 535,8 метров. Обстоятельства здесь заставляют применять более прочной материал, чем литое железо. При больших отверстиях многих современных мостов, собственный вес получается весьма большим; средство для его уменьшения состоит в применении материалов, допускающих более высокое напряжение, вследствие чего является возможным обходиться меньшими поперечными сечениями. Уменьшается не только непосредственная стоимость мостов при меньшем весе материала, но и посредственная, вследствие облегчения работы, сбережений в мастерских при обработке, а равно и благодаря передвижению более легких частей, уменьшению расходов по перевозке, более легкой сборке. Вот поучительный пример из новейшего времени. При конкурсе на мост через Рейн у Кельна в 1911 году на одном из первых железостроительных заводов Германии при разработке проекта ферм из литого железа было найдено, что имеется настоятельная необходимость уменьшения размеров частей и веса моста и было решено составить второй вариант проекта из никелевой стали и подать вместе с первым проектом. Среднее отверстие моста составляло 215 метров, а каждое из двух крайних по 107,5 метров. Фермы были висячими раскосной системы. В настоящее время уже закончено и передано в эксплуатацию несколько листов из никелевой стали Гутеогфунгсгютте в Обергаузене. Первое сооружение из никелевой стали представляло собой железнодорожный мост отв. 31,5 м у Обергаузена, который передан в эксплуатацию в июле 1910 года, затем следовал



мост-транспортёр через вход в гавань Кильской верфи, отверстием в 118 метров, в котором фермы жесткости построены из никелевой стали, наконец, двухпутный железнодорожный мост отверстием в 60,6 метров с балластным корытом, через канал Рейн-Герне у Обергаузена (передан в эксплуатацию в августе 1910 года). В близком будущем литое железо будет совершенно вытеснено никелевой сталью из мостового дела.

## б) Железо, применяемое в мостостроении.

Литому, сварочному железу и никелевой стали при прокатке придается форма пригодная для сооружения железных конструкций. Способ прокатки обуславливает простые основные формы, из которых прокатывается сравнительно небольшое число. Главнейшие элементы, соединение которых образует фермы, суть листовое железо, полосовое, угловое, Т-тавровое, Г-швеллерное или корытное и I-двутавровое железо. Кроме этих сортов необходимо упомянуть Z-зетовое, настильное, лотковое, бочарное, низкое и высокое волнистое железо. Эти формы прокатываются определенных размеров и имеются в продаже. Цены различны, в зависимости от трудности производства, размеров и веса профиля. Предметы, не превосходящие определенных размеров и веса расцениваются по основной цене. За ббльшие размеры и вес взимается доплата. Длины или веса, которые расцениваются по основным ценам, называются нормальными.

а) Листовое железо принимается в мостостроении толщиной от  $\delta = 7$  до  $\delta = 30$  мм, а шириной до 2,5 метра или в исключительных случаях до 3,5 метра. Размеры, помещенные в нижеследующей таблице, расцениваются заводом Гутегофнунгсгюtte в Обергаузене (изд. 1911 г.) по основным ценам:

| При толщине в                | 5 до 6<br>мм | до 7<br>мм | 7 до 8<br>мм | 8 до 9<br>мм | 9 до 10<br>мм | 10 до 15<br>мм | 15 до 25<br>мм | 25 и<br>выше      |
|------------------------------|--------------|------------|--------------|--------------|---------------|----------------|----------------|-------------------|
| Ширина до .                  | 1600         | 1700       | 1800         | 1900         | 2000          | 2200           | 2400           | 2400 мм           |
| Велич. площа-<br>ди до . . . | 6            | 7          | 8            | 9            | 10            | 12             | 15             | 20 м <sup>2</sup> |
| Вес до . . .                 | 500          | 600        | 700          | 800          | 900           | 1250           | 2500           | 3500 кг           |

б) Полосовое железо толщиной до 50 мм шириной до 131 мм. Нормальная длина до 8-ми метров.

в) Универсальное железо есть полосовое, прокатанное на универсальных вальцах. Толщина до 50 мм, ширина 131 до 501 мм, нормальная длина 6 до 12 метров, в зависимости от ширины. Нормальный вес 500 кг.

г) Угловое железо есть важнейший сорт железа. Оно состоит из двух полок, которые составляют между собой прямой, острый или тупой угол. Равнобокое угловое железо имеет обе полки одинаковой ширины, неравнобокое — имеет полки неодинаковой ширины. Неравнобокое угловое железо изготавливается с отношением длин полок 2 : 1 и 1<sup>1</sup>/<sub>2</sub> : 1. Нормальная длина составляет 8 метров при ширине полок до 70 мм и 10 метров при ширине сверх 70 мм. Эти же размеры действительны также и для неравнобокого углового железа, если рассматривать широкую полку. Наибольшие длины углового железа составляют 20 и более метров.

д) Т-образное или тавровое железо: низкое, в котором ширина полки *b* равна двойной высоте вертикальной стенки *h*; высокое, в котором ширина полки *b* равна высоте стенки *h*.

е) I-образное или двутавровое железо представляет собою самые употребительные прокатные балки. Номера профиля по немецкому нормальному сортаменту соответствуют высоте

сечения в сантиметрах. Самые большие из ходовых профилей имеют высоту в 55 см. Нормальные длины от 4 до 10 метров. Наибольшая прокатная длина этих балок составляет обыкновенно 14 метров, но по заказу могут быть изготовлены и более длинные балки. При № 28 до 55 взимается доплата сверх нормальной цены и при малых длинах.

Диффердингово двутавровое железо. Профили двутавровых балок по немецкому нормальному сортаменту имеют слишком узкие полки

(необходимо отличать вертикальную стенку и верхнюю и нижнюю полки). Этот недостаток

устраняется в балках Диффердинга, прокатываемых с 1902 года, которые имеют

значительно большую ширину полок, чем

по немецкому нормальному сортаменту. Их прокатная высота составляет 22, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 32, 34, 36, 38, 40, 42 $\frac{1}{2}$ , 45, 47 $\frac{1}{2}$ , 50, 55, 65, 75 см. Ширина полок профилей высотой от 22 до 30 см равна высоте, в профилях же от 30 до 75 см. ширина полок постоянна и равна 30 см. Жесткость диффердинговых специальных балок (сист. Грея) с широкими полками весьма велика.

η) [ ]-образное, корытное или швеллерное железо по немецкому нормальному сорта-

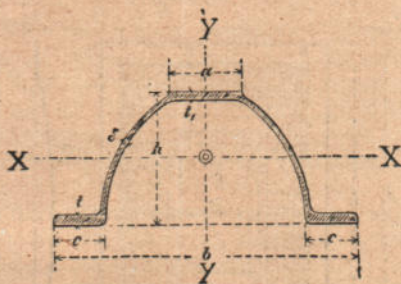


Рис. 6. Настильное железо (Зоре).



менту прокатывается следующих №№ (высота в см) 3, 4, 5,  $6\frac{1}{2}$ , 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 28 и 30; нормальные длины этих балок от 4 до 8 (включит.) метров. Обыкновенно наибольшая длина составляет 12 метров. Этот тип удобен для образования раскосов решетчатых ферм и для балок проезжей части. Распространение этих балок весьма велико. Внутренняя поверхность балок имеет уклон в  $8\%$ .

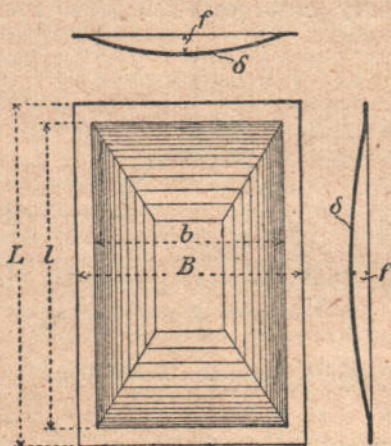


Рис. 7. Лотковое железо.

немцкому нормальному сортаменту прокатываются следующие №№ (высота в см) 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18 и 20. Нормальная длина от 4-х до 8-ми метров включительно. Наибольшая длина обыкновенно составляет 12 метров.

к) Лотковое железо (рис. 7) состоит из прямоугольных, квадратных или трапециевидных листов, с плоским кантом по периметру и средней ча-

9) Z-образное, зетовое железо. По немецкому нормальному сортаменту прокатываются следующие №№ (высота в см) 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18 и 20. Нормальная длина от 4-х до 8-ми метров включительно. Наибольшая длина обыкновенно составляет 12 метров.

г) Настильное железо (см. рис 6); по

сти, имеющей форму монастырского свода. По заказу может быть изготовлена треугольная и многоугольная форма. Лотковое железо штампуются в горячем виде. Толщина листов от 5 до 10 мм. Стрелка свода  $f = \frac{1}{16} b$  до  $\frac{1}{15} b$ . Кант имеет достаточные размеры для помещения заклепок в 16 мм, следовательно, от 45-ти до 80-ти мм. Длины сторон листов лоткового железа составляют до 1,5 метров. Основные размеры листов не следует назначать больше 2,00 до 2,25 м<sup>2</sup>, так как они становятся тогда неудобными в обращении. Шаг заклепок от 70 до 90 мм.

λ) Бочарное железо похоже на лотковое по типу свода и плоским кантам вдоль сторон. Стрелка  $\frac{1}{8}$  до  $\frac{1}{12} b$ . Ширина канта 60 до 80 мм, длина от 0,5 до 3,0 метров, ширина от 0,5 до 2,0 метров, толщина от 5 до 10 мм. Диаметр прикрепляющих заклепок 16 мм. Шаг заклепок от 100 до 110 мм.

μ) Волнистое железо представляет собою волнообразно изогнутое толстое листовое железо которое благодаря этому приобретает весьма большую жесткость по сравнению с его малым весом. На рынке имеется два типа волнистого железа: низкое и высокое. В конструкциях железных мостов применяется только высокое. Поперечное сечение волнистого железа состоит из волн, имеющих форму полуокружности и соединенных вертикальными стенками; эти последние значительно повышают жесткость. Высота волн  $h$  составляет от 40 до 120 мм и более, ширина волн  $b$  от 60 до 180 мм и даже до 200 мм; толщина листов от 1 до 6 мм, обыкновенно через целые миллиметры, но встречаются толщины и в 1,5 и 2,5 мм. Обыкновенный размер от 3 до 4 метров длиной; наибольшая длина 6,0 метров. Ширина листов зависит от профиля и составляет от 0,45 до 1 и даже до 1,3 метра.

Полезная ширина листа на полволны короче ширины листа. Высокое волнистое железо производится по большей части оцинкованным.

### с) Допускаемые напряжения железа в мостах.

Достаточно было бы не переходить той границы, до которой железо может рассматриваться в строительном деле как вполне эластичное, т. е. предела упругости или пропорциональности. Но так как со временем могут наступить непредвиденные изменения в конструкции сооружения (ржавление и проч.), за сим в расчетах неизбежны ошибки вследствие неприятия во внимание различных влияний (например, дополнительных напряжений от жесткости узлов), а при перемещении нагрузки возможны и толчки, то при спокойной нагрузке, которая кладется в основание расчета, не должно доводить до предела упругости. Считают, что, принимая во внимание толчки (т. е. динамическое действие нагрузки), наибольшее расчетное напряжение не должно превосходить двух третей или, в крайнем случае, трех четвертей напряжения при пределе упругости. Толчки принимаются во внимание введением ударного коэффициента  $\mu$ , так что подвижная нагрузка или вызываемые ею напряжения умножаются на  $(1 + \mu)$ . Значение коэффициента  $\mu$  в железнодорожных мостах больше, чем в шоссейных, при литом железе больше, чем при сварочном. При железнодорожных мостах и литом железе на Саксонских правительственных дорогах принято  $\mu = 0,8$ , при железнодорожных мостах и сварочном железе:  $\mu = 0,5$ . При шоссейных мостах и литом железе целесообразно применять  $\mu$  не меньше 0,5. На основании вышеизложенного автор этой книги составил в 1885 году формулы для подбора поперечного сечения стержней, подверженных исключительно



растяжению и исключительно сжатию, а в 1888 году такие же формулы для балок<sup>1)</sup> и стержней, подверженных попеременно то растяжению то сжатию. Эти формулы положены в основу норм Саксонских правительственных дорог, которые должны быть здесь приведены.

### А. Нормы для железнодорожных мостов.

#### а) Предписания Саксонских правительственных дорог.

Обозначения:  $F$  - площадь поперечного сечения в  $\text{см}^2$ ,

$P_0$  - усилие в  $\text{kg}$  в стержне от собственного веса,

$P_1$  - усилие только от подвижной нагрузки в  $\text{kg}$ . Знак этого усилия такой же, как  $P_0$ , следовательно, когда  $P_0$  сжатие, то и  $P_1$  есть сжатие и наоборот,

$P_2$  - усилие в стержне в  $\text{kg}$ , вызванное только подвижной нагрузкой, но обратное по знаку усилию  $P_0$ .

#### 1. Для сварочного железа.

Наибольшее напряжение допущено до  $1050 \text{ kg}/\text{см}^2$ , ударный коэффициент  $\mu = 0.5$ .

а) Стержни работающие или только на растяжение или только на сжатие, в которых, следовательно,

$P_2 < \frac{2}{3} P_0$ :

$$1) \quad F = \frac{P_0}{1050} + \frac{P_1}{700}.$$

<sup>1)</sup> Ф. Ландсберг, Определение поперечных размеров в железных конструкциях. Zentralblatt d. Bauverw. 1885, стр. 357. — Его же, Определение поперечных размеров железных конструкций при напряжениях меняющихся от растяжения к сжатию. Zeitschrift d. Archit.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1888, Heft 6.

б) Стержни работающие попеременно, то на растяжение, то на сжатие, в которых, следовательно,  $P_2 > \frac{2}{3} P_0$ , в случае, если  $P_2 < \frac{4}{3} P_0 + P_1$ :

$$\text{II)} \quad F = \frac{P_0}{1575} + \frac{P_1}{700} + \frac{P_2}{2100},$$

в случае же  $P_2 > \frac{4}{3} P_0 + P_1$ :

$$\text{III)} \quad F = -\frac{P_0}{1575} + \frac{P_1}{2100} + \frac{P_2}{700}.$$

2. Для литого железа.

Наибольшее допускаемое напряжение 1530 kg/cm<sup>2</sup>, ударный коэффициент  $\mu = 0,8$ .

а) Стержни работающие только на растяжение или только на сжатие, при которых  $P_2 < \frac{5}{9} P_0$ :

$$\text{IV)} \quad F = \frac{P_0}{1530} + \frac{P_1}{850}.$$

б) Стержни работающие то на растяжение, то на сжатие, в которых  $P_2 > \frac{5}{9} P_0$ , если  $P_2 < \frac{10}{9} P_0 + P_1$ :

$$\text{V)} \quad F = \frac{P_0}{2295} + \frac{P_1}{850} + \frac{P_2}{2550},$$

если же  $P_2 > \frac{10}{9} P_0 + P_1$ :

$$\text{VI)} \quad F = \frac{P_0}{2295} + \frac{P_1}{2550} + \frac{P_2}{850}.$$

Примечание: В равенствах I) до VI) следует подставлять абсолютные значения  $P_0$ ,  $P_1$ ,  $P_2$ .

При балках со сплошной стенкой на место площади  $F$  ставится момент сопротивления  $W$  в см<sup>3</sup>, на место силы  $P_0$  - изгибающий момент  $M_0$  только от собственного веса, на место сил  $P_1$  и  $P_2$  - невыгод-

нейший изгибающий момент, только от подвижной нагрузки с тем же или противоположным знаком как  $M_0$ .

Наибольшее допустимое напряжение от совместного действия собственного веса, подвижной нагрузки, давления ветра и центробежной силы не должно превосходить на 1 см:

|  |                              |
|--|------------------------------|
| 1050 kg для сварочного железа  | } на растяжение<br>и сжатие, |
| 1530 kg для литого железа  |                              |
| 1980 kg для литой стали  |                              |
| 250 kg для чугуна на растяжение и изгиб,<br>750 kg для чугуна на сжатие. |                              |

б) Предписания Прусско-Гессенских правительственных дорог от 1 мая 1903 года.

### Допускаемые напряжения.

#### 1. Элементы главных ферм.

а) Элементы сквозных ферм, подверженные растяжению, и пояса балок со сплошной стенкой для больших пролетов.

При применении литого железа для растянутых элементов составных сечений за исключением обратных диагоналей и для поясов балок со сплошной стенкой, пролетом более чем 10 метров, допускаются следующие напряжения:

|                 |            |    |    |     |     |           |
|-----------------|------------|----|----|-----|-----|-----------|
| Пролет фермы до | 20         | 40 | 80 | 120 | 160 | 200 метр. |
|                 | Напряжения |    |    |     |     |           |

|                          |      |      |      |      |      |                         |
|--------------------------|------|------|------|------|------|-------------------------|
| а) Без давления ветра до | 850  | 900  | 950  | 1000 | 1050 | 1100 kg/cm <sup>2</sup> |
| б) С давлением ветра до  | 1000 | 1050 | 1100 | 1150 | 1200 | 1250 kg/cm <sup>2</sup> |

Если из каких-либо особых соображений будет допущено сварочное железо, то напряжения уменьшаются на 10%.

Напряжения частей сооружения, в которых должно быть принято во внимание действие ветра, при оставлении этого последнего без внимания, не должны быть больше значений, приведенных в а.



То же самое остается, конечно, справедливым для тех частей, на которые ветер вообще не оказывает влияния.

Для прочности всех элементов, за исключением обратных диагоналей, вполне достаточно, если выше-помещенные значения не будут превзойдены. Все же при определении размеров поперечного сечения, рекомендуется принимать для данного пролета промежуточные значения между приведенными числами. Поперечное сечение обратных диагоналей (так же, как и число их узловых заклепок) берется без особого расчета равным таковому обоим диагоналям обеих средних панелей в случае наличия таковых.

#### в) Сжатые элементы.

При сжатии применяются те же допускаемые значения, как при растяжении. Кроме того, для сжатых элементов необходим при проверке по формуле Эйлера, по крайней мере, пятикратный запас прочности против выпучивания от продольного сжатия.

При сжатых диагоналях, которые должны делать излишним применение обратных диагоналей, требования эти могут быть ослаблены тем, что за сжимающее усилие каждой из двух рассматриваемых, перекрещивающихся диагоналей средней панели или каждой из диагоналей обеих средних панелей, принимается наибольшее усилие всех имеющихся диагоналей.

### 2. Ферма со сплошной стенкой малых мостов и балки проезжей части.

#### а) Главные фермы малых мостов.

Для ферм пролетом до 10-ти метров, при литом железе допускаются напряжения до  $800 \text{ kg/cm}^2$ , при сварочном железе до  $750 \text{ kg/cm}^2$ .

#### б) Продольные и поперечные балки.

Если балластный слой проходит через мост так, что верхнее строение не опирается непосредственно на балки проезжей части, то допускаются те же напряжения, как и для главных ферм.

Если же рельсы посредством шпал опираются на продольные балки, то эти последние и поперечные балки, при литом железе, не должны быть напряжены свыше  $750 \text{ kg/cm}^2$ , а при сварочном железе не свыше  $700 \text{ kg/cm}^2$ . Если имеется исключительный случай и рельсы лежат непосредственно на продольных балках или соединены с ними при помощи железных подкладок, то при литом железе напряжение их не должно быть выше  $700 \text{ kg/cm}^2$ , а при сварочном железе до  $650 \text{ kg/cm}^2$ . То же остается в силе и для поперечных балок, если они непосредственно несут нагрузку от рельс в случае отсутствия продольных балок.

В заклепчных соединениях частей главных ферм, ветровых и опорных связей заклепки должны быть проверены на срезывание. Напряжение на срезывание в крайнем лишь случае может достигать значений, приведенных выше в п. 1-а для сварочного железа без действия ветра (следовательно  $90\%$  ряда  $\alpha$ ). Напряжение на смятие заклепчных отверстий не должно превосходить двойного напряжения на перерезывание. Заклепки, служащие для соединения продольных балок второго разряда к поперечным и поперечных балок к главным фермам должны работать только на срезывание, причем это напряжение должно быть на  $50 \text{ kg/cm}^2$  меньше значений напряжений, помещенных выше в пункте 2. Напряжение на смятие отверстий и здесь не должно превосходить двойного допускаемого напряжения на срезывание.

с) Предписания правительственных дорог Эльзас-Лотарингии.

В принципе сходны с предписаниями под лит. в.

d) Вюртембергские правительственные дороги.

Литое железо.

Главные фермы: фермы со сплошной стенкой при пролетах до  $l = 15$  метров.

$$K = (600 + 10 l_m) \text{ kg/cm}^2$$

при  $l > 15$  метров  $K = 750 \text{ kg/cm}^2$ .

Раскосные фермы.

$$K = 750 \left( 1 \pm \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \text{ kg/cm}^2.$$

При учете добавочных напряжений, вызванных давлением ветра,  $K$  не должно быть больше  $1000 \text{ kg/cm}^2$ .

Проезжая часть (продольные, поперечные и настильные балки)

при деревянных шпалах:

$$K = (600 + 10 l_m) \text{ kg/cm}^2,$$

при железных шпалах и расположении рельс на железе:

$$K = 0,9 (600 + 10 l_m) \text{ kg/cm}^2,$$

при мостах с балластным слоем:

$$K = 1,1 (600 + 10 l_m) \text{ kg/cm}^2.$$

Горизонтальные и поперечные связи.

При пролетах до  $l = 15$  метров  $K = 800 \text{ kg/cm}^2$

$l > 15$  метров  $K = 1000 \text{ kg/cm}^2$ .

При исключительной нагрузке допускается:

$$K \leq 1200 \text{ kg/cm}^2.$$

Сварочное железо.

Допускается в нем на  $10\%$  меньше, чем при литом железе.

$$\text{Для сквозных ферм } K = 700 \left( 1 \pm \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right).$$

е) Баденские правительственные железные дороги.

Примечание. Обозначения:  $A$  — наибольшее усилие стрелы или наибольший действующий момент,  $D$  — разница между наибольшим и наименьшим усилием стрелы или наибольшим и наименьшим действующим моментом.

Литое железо.

Для главных ферм мостов без поперечных связей и для продольных и поперечных балок:

$$K = \frac{1200}{1 + \frac{2}{3} \frac{D}{A}}.$$



Для главных ферм мостов с железной поперечной связью:

$$K = \frac{1200}{1 + 0,6 \frac{D}{A}}$$

Для главных ферм мостов с балластным слоем:

$$K = \frac{1200}{1 + 0,55 \frac{D}{A}}$$

При определении  $D$  следует обращать внимание, имеют ли наименьшее и наибольшее усилия стержня одинаковые знаки (оба — растяжение или оба — сжатие): тогда  $D < A$ ; или же оба усилия имеют разные знаки, тогда  $D > A$ .

#### Сварочное железо.

Те же самые формулы, как при литом железе, но везде в числителе вместо величины 1200 нужно ввести 1000.

Напряжение  $K_1$  на сдвиг (срез)

при литом железе  $K_1 = 0,8 K$ ,

при сварочном железе:

для листов в направлении прокатки  $K_1 = 0,7 K$ ,

поперек прокатки и для прокатных балок  $K_1 = 0,6 K$ .

При заклепочных и болтовых соединениях:

$$K_1 = 0,9 K.$$

Допускаемое напряжение на смятие заклепочных и болтовых отверстий  $K_2 = 2,5 K$  (считая на проекцию заклепочного отверстия, т. е. на  $\varnothing \cdot d$ ).

При двусрезных заклепках, которые подвергаются усилиям в различных направлениях, допустимо  $K_2 = 3 K$ , но не больше  $2000 \text{ кг/см}^2$ .

б) Баварские правительственные железные дороги.

Нормы для дорог Баварии выработаны под влиянием Гербера, первого инженера в Германии, введенного уже при постройке законченного в 1862 году железнодорожного моста через Рейн у Майнца (Гу-

ставсбург) в расчет динамическое действие подвижной нагрузки.

Если усилия стержней от постоянной нагрузки обозначить через  $S_0$ , от временной  $\nu S'$ , момент от постоянной нагрузки  $M_0$ , от временной  $\nu M'$ . Тогда вследствие толчков при действии подвижной нагрузки вводится  $1,5 \nu S'$  или  $1,5 \nu M'$ .

Нетто площадь поперечного сечения (т. е. за вычетом заклепочных отверстий) растянутых и сжатых стержней будет

$$F = \frac{(S_0 + 1,5 \nu S')}{1200} \text{ см}^2;$$

в растянутых стержнях сюда прибавляется еще площадь  $B$  на ослабление заклепочными отверстиями. В сжатых стержнях этого делать не требуется, но необходимо увеличить площадь их поперечного сечения во избежание продольного изгиба (выпучивания), умножая ее на  $(1 + \omega)$ . Следовательно, для стержней, подверженных сжатию имеем:

$$F_{\text{сж}} = (1 + \omega) F = \frac{(1 + \omega) (S_0 + 1,5 \nu S')}{1200}.$$

Для прокатного железа следует применять:

$\omega = 0,0001 s^2 \frac{F}{\Phi}$ , где  $s$  — свободная длина, подверженная продольному изгибу,  $F$  — полная площадь и  $\Phi$  полный момент инерции поперечного сечения относительно рассматриваемой оси.

Для стержней с переменным знаком напряжений  $\nu S'_p$  обозначает наибольшее растягивающее усилие,  $\nu S'_d$  наибольшее сжимающее усилие от подвижной нагрузки; затем  $\nu S_p = 1,5 \nu S'_p$  и  $\nu S_d = 1,5 \nu S'_d$ . Таким образом следует принимать:

$$F = \frac{\nu S_p + \nu S_d}{1200} + B + \frac{(S_0 + \nu S_d)}{1200} \cdot \omega.$$

$B$  обозначает ослабление сечения заклепочными отверстиями.  $\nu S_p$  и  $\nu S_d$  должны быть приняты по абсолютному значению, не обращая внимания на знак.

Силы обозначаются в килограммах, а площади поперечных сечений в квадратных сантиметрах.

г) Нормы австрийского министерства железных дорог от 28-го августа 1904 г.

| Нагрузка и род напряжения  | Наибольш. допускаем. напряжения в кг/см <sup>2</sup> |                        |
|--|--|------------------------|
|  | Сварочн е железо                                     | Литое железо           |
| а) При действии предписанных нагрузок, исключая нагрузки от ветра, боковых колебаний и тормазных сил.  |  |                        |
| 1. Напряжение на растяжение и сжатие   |  |                        |
| при пролетах от 0 до 10 метров по формуле  | 700 + 21   | 750 + 51               |
| При пролетах от 10 до 20 метр. по формуле  | 700 + 21   | 50 + 41                |
| " " " 20 " 40 " " "  | 700 + 21   | 800 + 21               |
| " " " 40 " 80 " " "  | 720 + 1,51   | 840 + 1                |
| " " " 80 " 120 " " "   | 760 + 1  | 840 + 1                |
| " " " 120 и больше " "   | 820 + 0,51   | 840 + 1                |
| но не больше . . . . .   | 900  | 1000                   |
| 1 обозначает пролет в метрах. При поперечных и продольных балках 2-ой степени 1 обозначает пролет этих балок, при консолях — двойную длину консоли.                |  |                        |
| 2. Напряжение на срезывание, исключая заклепки . . . . .   | 500  | 600                    |
| 3. Напряжение заклепки на срезывание   |  |                        |
| α) только в одном направлении . . . . .  | 600  | 700                    |
| β) во многих направлениях (одится и для заклепок балок проезжей части) . . . . .   | 500  | 600                    |
| 4. Напряжение на смятие отверстий (δ d) заклепок . . . . .   | 1400   | 1600                   |
| б) При совместном действии всех нагрузок: постоянной нагрузки, подвижной нагрузки, ветра, боковых колебаний, перегрузок, тормазных и температурных усилий и прочее |  |                        |
| 5. Напряжение на растяжение и сжатие   | 1000   | 1200                   |
| 6. Напряжение на перерезывание, исключая заклепки . . . . .  | 600  | 700                    |
| 7. Напряжение заклепок на срезывание   | 700  | 800                    |
| 8. Напряжение на смятие заклепочных отверстий (δ d) . . . . .  | 1600   | 1800                   |
| 9. Напряжение частей из чугунных отливок. Из этого материала не должен быть сделан ни один элемент пролетного строения   |  |                        |
| α) на сжатие . . . . .   |  | Чугунн. литье<br>700   |
| β) исключительно растяжение . . . . .  |  | 200                    |
| γ) на растяжение при изгибе . . . . .  |  | 250                    |
| 10. Напряжение в отлитых из стали частях мостовых опор при изгибе, на растяжение и сжатие . . . . .  |  | Стальное литье<br>1000 |



Наибольшие напряжения на 1 кв. сантиметр netto-площади поперечного сечения (т. е. за вычетом площади отверстий) не должны в железнодорожных мостах превосходить значений, помещенных в этой таблице.

#### h) Сопротивление продольному изгибу.

Прусскими нормами и предписаниями на правительственных дорогах Эльзас-Лотарингии для сжатых стержней предписывается пятикратный коэффициент прочности по формуле Эйлера, саксонские нормы требуют лишь проверки длинных сжатых стержней на продольный изгиб, Баден определяет продольный изгиб по Тетмейеру, Вюртемберг — по формуле Шварц-Ранкина. Значения  $K$ , вычисленные по формулам в d), делятся еще для длинных сжатых

стержней на  $x = 1 + \frac{\alpha F_0 l^2}{I_0}$ , где  $F_0$  обозначает ослабленное сечение,  $I_0$ -соответствующий момент инерции,  $l$ -длину продольно сжатого элемента,  $\alpha = 0,0001$  для литого железа. Нормы для Баварии уже приведены под f).

#### В. Допускаемые напряжения при железных шоссейных мостах.

Допускаемые напряжения зависят от принятой нагрузки, особенно же от величины ударного коэффициента. Точных норм, пригодных во всех случаях, не существует. Некоторые управления железнодорожных линий составили для находящихся в их ведении шоссейных мостов нормы, которые согласуются с их нормами для железнодорожных мостов. В таблице на странице 53 сведены некоторые из этих норм.

При некоторых выдающихся соревнованиях последних лет (1905 до 1912) были предписаны следующие напряжения:

1 Конкурс на мост через Рейн Рурорт-Гомберг. Материал: литое железо. Ударный коэффициент для проезжей части и тротуаров 1,4, а для главных ферм 1,2.

Таблица допускаемых напряжений шоссейных мостов.

| Учреждения   | Допускаемые напряжения в $\text{kg/cm}^2$   |  |                |              |                         |                |                |   |                        |                         |  |                         |                         |
|--|---|--|----------------|--------------|-------------------------|----------------|----------------|---|------------------------|-------------------------|--|-------------------------|-------------------------|
| 1. Саксонск. прав. жел. дороги                                 | Такие же, как в железнодорожных мостах.   |  |                |              |                         |                |                |   |                        |                         |  |                         |                         |
| 2. Прав. жел. дор. Эльзас-Лотарингии                           | <p>а) Балки проезжей части (продольные и поперечные)</p> <table border="1"> <tr> <td>Проезжая часть из досчатого настила</td> <td>Раст. и сжатие</td> <td>Срезыв</td> </tr> <tr> <td>б) " " щебня и мостовой</td> <td>650</td> <td>600</td> </tr> <tr> <td>в) Сплошная стенка главных ферм: как в жел. дорожных мостах</td> <td>700</td> <td>600</td> </tr> </table> <p>Решетчатая стенка }</p>   | Проезжая часть из досчатого настила                            | Раст. и сжатие | Срезыв       | б) " " щебня и мостовой | 650            | 600            | в) Сплошная стенка главных ферм: как в жел. дорожных мостах | 700                    | 600                     |  |                         |                         |
| Проезжая часть из досчатого настила                            | Раст. и сжатие  | Срезыв   |                |              |                         |                |                |   |                        |                         |  |                         |                         |
| б) " " щебня и мостовой  | 650   | 600  |                |              |                         |                |                |   |                        |                         |  |                         |                         |
| в) Сплошная стенка главных ферм: как в жел. дорожных мостах    | 700   | 600  |                |              |                         |                |                |   |                        |                         |  |                         |                         |
| 3. Баденские правит. жел. дороги                               | <p>Литое железо: <math>K = \frac{1200}{1 + 0,5 \frac{D}{A}}</math></p> <p>Сварочное железо <math>K = \frac{1000}{1 + 0,5 \frac{D}{A}}</math></p> <p>Значения <math>K, D</math> и <math>A</math> те же, как в жел. дор. мостах Баденских дорог</p>   |  |                |              |                         |                |                |   |                        |                         |  |                         |                         |
| 4. Баварские правит. дороги                                    | Соответственно нормам для жел. дор. мостов  |  |                |              |                         |                |                |   |                        |                         |  |                         |                         |
| 5. Австрийское министерство железн. дорог                      | <table border="1"> <tr> <td>Собственный вес и подвижная нагрузка без ветра для пролета <math>l</math></td> <td>Свароч. железо</td> <td>Литое железо</td> </tr> <tr> <td>Но не выше . . . . .</td> <td><math>K = 700 + 2l</math></td> <td><math>K = 800 + 3l</math></td> </tr> <tr> <td>Нагрузка ветром, подвижной нагрузкой и собственным весом</td> <td><math>K_{\text{max}} = 900</math></td> <td><math>K_{\text{max}} = 1050</math></td> </tr> <tr> <td></td> <td><math>K_{\text{max}} = 1000</math></td> <td><math>K_{\text{max}} = 1200</math></td> </tr> </table> | Собственный вес и подвижная нагрузка без ветра для пролета $l$ | Свароч. железо | Литое железо | Но не выше . . . . .    | $K = 700 + 2l$ | $K = 800 + 3l$ | Нагрузка ветром, подвижной нагрузкой и собственным весом    | $K_{\text{max}} = 900$ | $K_{\text{max}} = 1050$ |  | $K_{\text{max}} = 1000$ | $K_{\text{max}} = 1200$ |
| Собственный вес и подвижная нагрузка без ветра для пролета $l$ | Свароч. железо  | Литое железо   |                |              |                         |                |                |   |                        |                         |  |                         |                         |
| Но не выше . . . . .   | $K = 700 + 2l$  | $K = 800 + 3l$   |                |              |                         |                |                |   |                        |                         |  |                         |                         |
| Нагрузка ветром, подвижной нагрузкой и собственным весом       | $K_{\text{max}} = 900$  | $K_{\text{max}} = 1050$  |                |              |                         |                |                |   |                        |                         |  |                         |                         |
|  | $K_{\text{max}} = 1000$   | $K_{\text{max}} = 1200$  |                |              |                         |                |                |   |                        |                         |  |                         |                         |

Допускаемые напряжения с ударным коэффициентом при нагрузках:

$$K = 1150 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{без ветра} \quad \text{с ветром} \quad K = 1450 \text{ kg/cm}^2.$$

Стержни подверженные попеременному растяжению и сжатию:  $K=1150 \text{ kg/cm}^2$ , если усилие стержня  $S = S_{\text{max}} + \frac{1}{4} S_{\text{min}}$  (абсол.).

Допускаемые напряжения в элементах проезжей части без принятия во внимание ударного коэффициента 1,4 не больше  $900 \text{ kg/cm}^2$ .

2. Мосты на Döberitzer Heerstraße из литого железа.

При нагрузке от собственного веса и поезда . . . . .  $1000 \text{ kg/cm}^2$

При нагрузке от собственного веса, поезда, ветра и неравномерного нагревания . . . . .  $1400 \text{ kg/cm}^2$

Допускаемые напряжения проезжей части и тротуаров (продольные, поперечные и настильные балки) . . . . .  $800 \text{ kg/cm}^2$

3. Мост „Kaiserbrücke“ в Бреславле, висячий мост с балкой жесткости, среднее отверстие 126,6 м., из литого железа, открыт в 1910 году.

Допускаемые напряжения в балках жесткости . . . . .  $K=900 \text{ kg/cm}^2$

Допускаемые напряжения в цепи  $K=1320 \text{ kg/cm}^2$

4. Конкурс на второй не разводной мост через Рейн в Кельне (вместо разводного) 1911 г.

Для никелевой стали: допускаемые напряжения на 60 % выше, чем для литого железа; допускаемые напряжения для углеродистой стали на 35 % выше, чем для обыкновенного литого железа

В общем допускаемые напряжения при редких и исключительных, а может быть и никогда не случающихся в этих мостах нагрузках, при которых совместно действует нагрузка от поезда, от невыгоднейшего ветра и температурных условий, принимаются более высокие. При таких условиях достаточно не переходить предела упругости по данным на стр. 42.



### § 7. Железобетон.

Железобетон завоевал себе в строительном деле за короткое время обширную область применения. Прошло немного больше четверти столетия со времени начала его серьезной конкуренции со старыми строительными материалами, и теперь уже нельзя обойтись без него. Железобетон состоит из железа и бетона, которые располагаются соответствующим образом, обусловленными теоретическими соображениями. Бетон весьма хорошо может сопротивляться сжатию, но мало пригоден для передачи растягивающих усилий. Поэтому в тех местах конструкции, где появляются растягивающие напряжения, располагается железная арматура, которая их воспринимает; таким образом, работу, которую должно выполнять пролетное строение, разделяют между двумя основными материалами — железом и бетоном. Оба материала под влиянием внешних сил дают почти одинаковые упругие и температуры удлинения. Поэтому они хорошо работают совместно, и соединение их образует до некоторой степени новый материал, который может сопротивляться сжатию и растяжению. Большое значение имеет выбор хороших материалов: порландского цемента, железа, хорошего песка и гравия (с подходящей величиной зерна), а также, что особенно важно, хорошего железа для арматуры. Особенно внимательно надо следить за тем, чтобы стержни арматуры занимали продольное положение и хорошо облегались цементным раствором. Портландский цемент должен быть медленно схватывающим. Состав бетона следует по возможности готовить по весу, но можно составные части брать и по объему. За один раз следует готовить лишь столько бетона, сколько может быть сразу употреблено в дело; но тотчас по заготовке, бетон должен быть равномерно утрамбован. Бетон следует

накладывать слоями, которые не должны быть толще 15 сантиметров, и каждый в отдельности хорошо утрамбован. При морозной погоде бетонировать под открытым небом нельзя, но можно продолжать работу в теплушках. До известного затвердевания бетон необходимо защищать от влияния мороза и преждевременного высыхания, а также от сотрясений и нагрузки. Подпорки балок могут быть удалены не раньше, как через 21 день по окончании бетонировки. Для того, чтобы железобетонная балка или свод могли работать правильно, необходимо, чтобы появляющиеся в железной арматуре растягивающие усилия могли уравновешиваться с сжимающими усилиями бетона. Передача растягивающих усилий от железной арматуры в бетонную балку происходит или вследствие сцепления железа с бетоном или, что принимается предпочтительнее, в силу того, что сдвиг стержней в бетоне невозможен вследствие приданной этим стержням формы. Железо перед употреблением должно быть старательно очищено от грязи, жира и ржавчины и особыми приспособлениями прочно удерживаться в его правильном положении. Арматуру следует покрывать особой бетонной массой. Бетон должен быть старательно утрамбован между опалубкой и арматурой и между отдельными стержнями арматуры. Крайние стержни арматуры должны быть покрыты слоем бетона по крайней мере в 2 сантиметра, считая от поверхности стержней. В железобетонных сводах арматура ставится как с внутренней, так и с внешней поверхности свода. Состав бетона имеет здесь большую долю цемента, чем в только бетонных мостах. Состав бетона — одна часть цемента и 3 до 6-ти частей кварцевого песка с гравием. Песок состоит на три пятых из песку с величиной зерна от 0 до 5 мм и из двух пятых гравия, величиной зерна до 5 до 20 мм.

Объем воды также принимается несколько больше, чем при бетонных мостах без железных арматур. Этот пластический бетон получается не таким прочным, как изготовленный с небольшим количеством воды, но для этой конструкции он предпочтительнее, так как лучше покрывает арматуру. Арматуру незадолго до бетонирования покрывают цементным раствором, чтобы увеличить силу сцепления и особенно хорошо предохранить арматуру от ржавления. Объем воды составляет около 14%. Опытами установлено, что железо и бетон лишь тогда хорошо работают совместно, если площадь сечения арматуры составляет не меньше 0,8% площади сечения бетона.

Собственный вес железобетона принимается в  $2400 \text{ kg/cm}^3$ , включая арматуру. При статическом расчете решающее значение имеет допущение величины внутренних напряжений в конструкции. Обыкновенно принимают следующие, не совсем точные допущения:

1. Напряжения в площади поперечного сечения железобетонного тела, подверженного изгибу, растут от нейтрального (нулевого) слоя по линейному закону.

2 В растянутой части поперечного сечения бетон не принимает участия в передаче усилий; арматуре придаются такие размеры, что она сама может воспринимать всю силу растяжения.

3. Поперечные сечения при упругих деформациях тела остаются плоскими, т. е. те точки, которые лежали до деформации в одной плоскости, лежат также в одной плоскости и при упругой деформации тела.

Для простейшего случая балки с прямоугольным поперечным сечением, с одной стороны которого действует момент  $M$  (рис. 8), получается следующий ход расчета.



Вследствие действия изгибающего момента  $M$  с одной стороны нейтрального слоя в бетоне появляются сжимающие напряжения, из которых наибольшее  $\sigma_b$  находится в расстоянии  $\lambda$  от нейтрального слоя  $N \cdot N$ . На нейтральном слое  $NN$  сжатие равно нулю. Изменение напряжения от наименьшего до наибольшего на основании п. 1 допущений происходит по линейному закону, следовательно так, как графически показано заштрихованным треугольни-

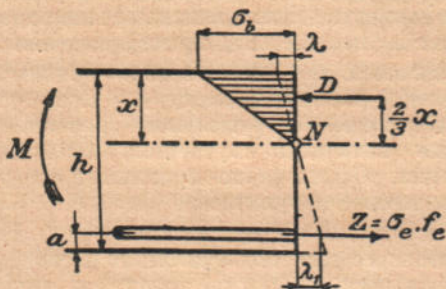


Рис. 8.

ком на рисунке 8. Растягивающие напряжения в железе обозначим через  $\sigma_e$ ; площадь железной арматуры  $f_e$ . Тогда общее растягивающее усилие в поперечном сечении арматуры будет  $Z = \sigma_e \cdot f_e$  (согласно п. 2 допущений). Если ширина балки измеряется перпендикулярно к плоскости чертежа, то, обозначив ее через  $b$ , получим общее сжимающее усилие части бетона выше нейтрального слоя поперечного сечения  $D = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_b}{2}$ .

Условие равновесия дает для определения неизвестных два уравнения: алгебраическая сумма гори-

зонтальных сил равна нулю и момент относительно оси  $N$  равен нулю:

$$1) \quad \frac{b \cdot x \cdot \sigma_b}{2} = \sigma_e \cdot f_e.$$

$$2) \quad M = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_b}{2} \cdot \frac{2}{3} x + \sigma_e f_e (h - a - x).$$

Если требуется определить напряжения в балке данных размеров, то  $M$ ,  $b$ ,  $h$  и  $f_e$  известны, а неизвестными остаются  $x$ ,  $\sigma_b$  и  $\sigma_e$ . С другой же стороны, если даны наибольшие допускаемые напряжения  $\sigma_b$  и  $\sigma_e$  и момент  $M$ , то неизвестными являются  $h$ ,  $x$  и  $f_e$ . В обоих случаях имеется три неизвестных, следовательно нужно отыскать еще одно уравнение. Оно получается из того условия (см п. 3-ий допущений), что поперечные сечения при изменении формы остаются плоскими. Пусть расстояние двух весьма близких поперечных сечений до деформации будет  $l$ . Точки поперечного сечения, в которых действует сжимающее напряжение  $\sigma_b$ , претерпевают отрицательные удлинения, которые обозначим через  $\lambda$ ; тогда  $\frac{\lambda}{l} = \frac{\sigma_b}{E_b}$ , где  $E_b$  модуль упругости бетона. Удлинение железных стержней пусть будет  $\lambda_1$ ; тогда  $\frac{\lambda_1}{l} = \frac{\sigma_e}{E_e}$ , где  $E_e$  модуль упругости железа. Откуда  $\frac{\lambda_1}{\lambda} = \frac{\sigma_e E_b}{\sigma_b E_e}$ . Но так как поперечные сечения остаются плоскими, то должно иметь место  $\frac{\lambda_1}{\lambda} = \frac{h - a - x}{x}$ . Но две величины, равные по разнь третьей, равны между собой, откуда получают искомое третье уравнение:

$$3) \quad \frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{E_e (h - a - x)}{E_b \cdot x}.$$

Обозначим  $\frac{E_e}{E_b}$  через  $n$  и, подставив в уравнение 3), получаем:

$$3-a) \quad \sigma_e = \sigma_b n \left( \frac{h-a-x}{x} \right),$$

т. е. напряжение в арматуре относится к напряжению в сжатом волокне бетона, как расстояния рассматриваемых точек поперечного сечения от нулевой линии, умноженных на  $n$ .

Трех приведенных уравнений достаточно для определения неизвестных.

Отношение  $n = \frac{E_e}{E_b}$  обыкновенно принимается равным 15 ти.

а) Если размеры поперечного сечения железобетонной балки даны, а требуется определить положение нейтральной плоскости, т. е.  $x$ , а также  $\sigma_b$  и  $\sigma_e$ , то подставляем в уравнение (1) значение  $\sigma_e$  из уравнения 3-а) и, решив его по  $x$ , получаем:

$$4) \quad x = \frac{n f_e}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 b (h-a)}{n f_e}} - 1 \right].$$

Затем из уравнения 1 и 2 получаем:

$$5) \quad \sigma_b = \frac{2 M}{b \cdot x \left( h - a - \frac{x}{3} \right)}$$

$$\text{и } 6) \quad \sigma_e = \frac{M}{f_e \left( h - a - \frac{x}{3} \right)}.$$

б) Если даны наибольшие допускаемые значения для  $\sigma_b$  и  $\sigma_e$  и требуется определить размеры поперечного сечения железобетонной балки, следовательно,  $x$ ,  $h$  и  $f_e$ , то из вышеприведенных уравнений получаем:



$$7) \quad x = \sqrt{\frac{3M}{b\left(\sigma_b + \frac{3\sigma_e}{2n}\right)}};$$

$$8) \quad h - a = x \left( \frac{\sigma_e + n\sigma_b}{n\sigma_b} \right);$$

$$9) \quad f_e = \frac{bx\sigma_b}{3\sigma_e}.$$

Дальнейшие данные статического расчета при двойной арматуре и при других формах поперечного сечения можно найти в нормах соответствующих государственных инстанций.

### С. Устройство мостов в зависимости от условий движения, расположение соответственных путей сообщения в горизонтальной и вертикальной плоскостях.

Общий проект зависит от условий движения на обоих пересекающихся путях сообщения, от расположения их в плане, от величины пролетов, высоты в свету, строительной высоты, допускаемых подъемов в'ездов, ширины моста.

Движение на обоих путях сообщения, как экипажей и пешеходов, так и воды в реке и судов по ней, должно происходить беспрепятственно во всякое время.

#### § 8. Расположение в плане.

Продольная ось моста большей частью совпадает с продольной осью соответственного пути, для которого мост строится. Она пересекается с осью переходимого, т. е. нижнего пути сообщения. Если

обе оси пересекаются в плане под прямым углом, то мост называется прямым; если угол пересечения острый (или тупой), то мост получается косым.

Для свободного сообщения по нижнему пути, например свободного протока вод под мостом, требуется, чтобы стенки устоев и быков были расположены параллельно к оси нижнего пути или направлению течения перекрываемой реки. В противном случае произойдут водовороты и промолны, которые будут опасны для опор. Расстояние между передними стенками мостовых опор называется отверстием в свету. Сумма всех отверстий в свету называется общим отверстием в свету. В прямых мостах отверстие в свету измеряется по направлению продольной оси моста, которая кратко называется осью моста; при косых мостах необходимо отличать нормальное отверстие в свету, измеренное перпендикулярно к передним стенкам опор, и косое отверстие в свету, измеренное в направлении оси моста.

При расположении в плане и назначении высоты, особенно малых мостов, следует принимать во внимание:

1. За угол пересечения осей обоих путей следует по возможности принимать прямой угол. Прямой мост проще и дешевле, чем косой.

2. Если моста нельзя сделать прямым, то следует стремиться, чтобы угол пересечения возможно меньше отличался от прямого.

3. Следует назначать достаточно свободного пространства между высотой проезжей части и верхом габарита нижнего пути сообщения. Желательно располагать всю конструкцию пролетного строения под проезжей частью. Это всегда необходимо при арочных мостах.

### § 9. Отверстие в свету, высота в свету, строительная высота и под'емы в'ездов.

Отверстие в свету. В мостах через реки и проливы общее отверстие в свету должно быть назначено так, как чтобы даже при наивысшем горизонте воды не получалось вредного подпора и слишком большой скорости течения. Общее отверстие в свету, по большей части делится на несколько отдельных отверстий, которые могут быть не одинаковой величины. Наоборот, ради красивой внешности среднее отверстие часто делают большим, чем крайние; из тех же соображений часто устраивают нечетное число отверстий: три, пять или больше. Решающим в назначении величины отдельных отверстий являются условия судоходства и сплава. Соответственные предписания даются учреждениями, ведающими судоходством. В последнее время перестали ради уменьшения длины моста, перекрывающего судоходный канал, уменьшать ширину канала под мостом. Наоборот, в настоящее время каналы проводятся под мостом полной своей шириной и с каждой стороны оставляются еще бичевники шириной в два метра. Речные быки в мостах через судоходные каналы не целесообразны, они мешают видеть и способствуют заторам льда.

Мосты через железные дороги должны иметь одно отверстие, которое определяется в зависимости от числа перекрываемых путей и размеров габарита (см. книгу о сооружении железных дорог). Передняя стенка устоя должна отстоять от оси соседнего пути не менее, как на 2,2 метра. Целесообразно назначать это расстояние несколько большим, например 2,4 до 2,5 метра, чтобы облегчить рихтовку и сделать возможным позднее передвижение путей.

Отверстие мостов через улицу назначается соответственным правительственным учреждением



в зависимости от значения улицы. Уменьшение ширины улицы под мостом не может быть рекомендовано.

**Высота в свету.** В мостах через протоки, реки и проливы следует в общем следить, чтобы все части пролетного строения возвышались не менее 0,5 метра над горизонтом высоких вод и настолько высоко, чтобы их не могли ударять стволы деревьев и т. п. предметов, несомых высокими водами. Затем в мостах через судоходные реки все части конструкции должны лежать настолько высоко, чтобы не мешать проходу судов. Эта высота может быть очень большой; например в мостах через морские проливы и каналы с морским судоходством, под которыми должны проходить корабли. Так, над самым высоким горизонтом воды в канале Вильгельма должна оставаться высота в 42 метра, при ширине в 49 метров; при сооружении моста через Рейн у Вормса было предъявлено требование, чтобы каждое из трех речных отверстий имело высоту в свету в 8,3 метра над горизонтом высоких вод, при ширине не менее 42-х метров. Общее отверстие в свету при меженном горизонте должно было составлять здесь 300 метров и ни одно отверстие при меженных водах не должно было быть менее 90 метров.

В мостах через железные дороги высота в свету должна быть назначена так, чтобы над габаритом подвижного состава, высота которого составляет над головкой рельса 4,8 метра, оставался еще просвет в 5 см, т. е. нижний кант верхней мостовой конструкции должен находиться не ниже 4,85 метров над головкой рельса. Высота в свету под мостами через проезжие дороги назначается местными учреждениями. Можно принять, что для шоссежных дорог достаточна высота в 3,8 метра, для городских улиц 4,4 метра и для улиц с элек-

трическими трамваями от 4,5 до 4,7 метра. Если в будущем возможно проведение по улице электрического трамвая, то следует из предусмотрительности назначать высоту в 4,7 метра.

**Строительная высота.** Высота проезжей части верхнего пути, т. е. моста, получится, когда мы к предписанной высоте низа пролетного строения прибавим высоту конструкции, так называемую строительную высоту. Проезжая часть может быть по большей части достигнута устройством значительных под'ездов, которые неудобны для движения и д'ороги, особенно в городах, где приходится вознаграждать за убытки и отчуждения. Каждый сантиметр экономии в высоте проезжей части уменьшает неудобство и стоимость под'ездов. Особые указания приводятся в отдельных брошюрах. За наименьшую строительную высоту могут быть приняты следующие размеры: <sup>1)</sup>

для каменных железнодорожных мостов отверстием в 22 метра . . . 1 метр,

для шоссейных каменных мостов отверстием в 22 метра . . . 0,85 метров; при железобетоне размеры могут быть несколько уменьшены;

при железнодорожных железных мостах в общем 0,65 до 0,70 метра.

В железнодорожных уличных мостах эта высота весьма различна, в зависимости от рода проезжей части. В общем в средней величины мостах, отверстием около ста метров можно считать наименьшую строительную высоту в 1,2 до 1,4 метра.

**Под'емы под'ездов к мостам.** Высота проезжей части, составленная из высоты в свету и строительной высоты, может быть достигнута по под'ездам. Наибольшие под'емы, допускае-

<sup>1)</sup> Bernhard, Eiserne Brücken, стр. 25. Дирксен, Строительная высота мостов. Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 337.

мые на под'ездах, зависят от устройства мостовой и местных условий движения.

Обыкновенно за наибольшие под'емы улиц принимается в равнинной местности 1:40, в холмистой 1:30, в гористой 1:20.

У городских уличных мостов наибольшие допускаемые под'емы составляют при каменной мостовой 1:40 и в исключительных случаях 1:33, при шоссе — 1:20, при деревянной мостовой 1:25, в Берлине до 1:40, при асфальтовой мостовой 1:70 до 1:80, при досчатом настиле 1:25.

Но во многих городах род местного движения требует меньших под'емов.

Расположенные с обеих сторон моста под'езды сопрягаются с настилом на мосту; продольный под'ем на самом мосту уменьшается по мере приближения к середине; обыкновенно проезжей части придается вид параболы, вершина которой лежит на середине моста и которая касательна обоим под'ездам на определенных расстояниях от середины моста.

Односторонний уклон на всем мосту устраивается, если местность по обоим сторонам моста неодинакова по высоте, что ни в коем случае не является некрасивым, что доказано на построенных сооружениях, например: мост через Рейн в Базеле и мост Kornhausbrücke в Берне <sup>1)</sup>.

## § 10. Ширина мостов.

В железнодорожных мостах, лежащие у рельсовой колеи главные фермы, возвышающиеся над головкой рельса больше, чем на 0,76 метра, должны быть расположены так, чтобы между их наиболее выступающими частями и габаритом оставался свободный промежуток не меньше 20 см. Затем, нужно иметь еще такой свободный промежуток,

<sup>1)</sup> Deutsche Bauzeitung 1779, S. 297. Zentralbl. d. Bauverw. 1898 S. 398.



чтобы предельная линия не была перейдена при возможных в эксплуатации осадках и сдвигах в пути<sup>1</sup>).

Ширина проезжей части уличных мостов зависит от движения. Ширина повозок нормируется полицейскими постановлениями о наибольшей ширине погрузки, которая в Берлине и Гамбурге составляет 2,5 метра. Ширина трамвайных вагонов — не более двух метров. Когда колеса грузовой площадки касаются тротуарного бруса, то кузов ее свешивается над тротуаром на 0,3 метра, приблизительно. Промежуток между двумя вагонами составляет 0,35 до 0,5 метров<sup>2</sup>). Отсюда получается наименьшая ширина между тротуарными брусьями для двух рядов подвод  $2 \cdot 2,5 + 0,35 - 2 \cdot 0,3 = 4,75$  метра или лучше 5,00 метров. В городах ширину следует назначать для трех рядов подвод и соответственно этому ширина проезжей части между тротуарными брусьями составляет 7,2 метра; ширину предохранительных полос от тротуарного бруса до главной фермы необходимо принимать равной 0,4 метра. Тогда ширина в свету между главными фермами получится в 8 метров. Движение в большом городе требует четырех рядов подвод, т. е. 9,85 метра между тротуарными брусьями при низком расположении проезжей части и 10,5 метра при высоком расположении проезжей части.

Тротуары в малых железнодорожных мостах имеют ширину 0,75 до 1,00 метра, на уличных мостах, в зависимости от движения, 3 до 4 метров, а в зависимости от обстоятельств и значительно большую ширину.

<sup>1</sup>) Предписания для проектирования мостов с железным пролетным строением на Прусских правительственных дорогах. *Zentralblatt d. Bauverw.* 1903, S. 301.

<sup>2</sup>) Bernhard, *Eiserne Brücken*, стр. 29.

Александровский мост в Париже (1900 г.) имеет ширину проезжей части в 20 метров и с каждой стороны проезжей части тротуары по 10 метров шириной. При конкурсе на неразводимый уличный мост в Кельне (1911 г.) была предписана ширина проезжей части между тротуарными брусками в 11,2 метра; затем с каждой стороны до главных ферм предохранительное пространство в 0,5 метра, так что расстояние между осями главных ферм получилось 13,2 метра. Ширина тротуаров в свету с каждой стороны должна составлять 3,25 метра.

## Д. Действующие нагрузки.

Мосты должны быть способны устойчиво противостоять самым невыгодным нагрузкам. Решающее значение имеют наибольшие нагрузки в их невыгоднейшем положении.

Нагрузки бывают следующие:

1. Вертикально действующие нагрузки: собственный вес и подвижная нагрузка.\*
2. Горизонтально действующие нагрузки: давление ветра, центробежная сила, тормазная сила, боковые толчки, сила тяги.

### 1. Вертикальные нагрузки.

#### § 11. Собственный вес (постоянная нагрузка).

а) Каменные мосты. Общий вес составляет из веса свода, конструкции между сводом и проезжей частью, и, наконец, веса проезжей части. Можно принять, что:

- 1) вес проезжей части железнодорожных мостов составляет . . . . . 1200 kg/m<sup>2</sup>
- 2) вес проезжей части уличных мостов при одежде из щебеночн. слоя толщиной в среднем 25 см или мостовой толщиной 17 см на слое песка в 6 см . . . . . 550 - 600 „

- 3) вес покрышки свода . . . . . 300 kg/m<sup>2</sup>  
 4) вес забутки свода . . . . . 1800—2000 kg/m<sup>2</sup>  
 5) вес самого свода может быть рас-  
 считан на основании единичных ве-  
 сов соответственных строительных  
 материалов, который в среднем со-  
 ставляет:

|                                 |               |
|---------------------------------|---------------|
| 1 куб. метр кирпичной кладки    | 1600—1800 kg. |
| 1 „ „ бетона . . . . .          | 2200—2400 „   |
| 1 „ „ бетона с пемзов. щебнем   | 1300 „        |
| 1 „ „ бетона со шлаками         | 1400 „        |
| 1 „ „ бут. кладки из известняка | 2300 „        |
| 1 „ „ „ „ „ песчаника           | 2200 „        |
| 1 „ „ „ „ „ гранита             | 2500 „        |

Более подробные сведения имеются в книге о сооружении каменных мостов.

б) Железные мосты. Собственный вес железных мостов в главном зависит от пролета; кроме того от конструкции пролетного строения, подвижной нагрузки и других обстоятельств. Более подробные сведения будут приведены в отдельных томах, так как пролетные строения со сплошными, решетчатыми, арочными и висячими фермами обладают различным весом. Вес на погонную единицу длины пролетного строения растет почти пропорционально пролету, по крайней мере до тех пор, пока дело идет о пролетах средней величины. Целесообразно принято собственные веса железнодорожных мостов относить к погонному метру однопутной или двухпутной рельсовой колеи, но веса же пролетных строений уличных мостов к квадратному метру проезжей части и пешеходной части. Если (расчетный) пролет моста назвать через  $l$ , то вес  $g$  на погонный метр рельс при железнодорожных мостах или на квадратный метр при уличных мостах, можно выразить формулой:



$$g = A + Bl$$

или

$$g = A + Bl + Cl^2,$$

где  $A, B, C$  обозначают постоянные числа, которые различны в зависимости от устройства моста.

Для приблизительных первоначальных подсчетов можно принять:

1. Однопутные железнодорожные мосты с ездой по низу:

а) без балласта на мосту

при  $l = 20$  до 40 метров  $g = (1850 + 27l) \text{ kg/m}$

„  $l = 40$  до 80 метров  $g = (2000 + 27l) \text{ kg/m}$

б) с балластом на мосту

при  $l = 10$  до 25 метров  $g = (4000 + 49l) \text{ kg/m}$

2. То же, но с ездой по верху:

без балласта на мосту  $g = (1600 + 27l) \text{ kg/m}$

3. Двупутные железнодорожные мосты с ездой по низу:

без балластного слоя на мосту

при  $l = 20$  до 40 метров  $g = (3200 + 60l) \text{ kg/m}$

„  $l = 40$  до 100 метров  $g = (3760 + 60l) \text{ kg/m}$

4. Уличные мосты.<sup>1)</sup> Веса на 1 кв. метр в кв.

|   | Проезжая часть                | Трогуар           |
|---|-------------------------------|-------------------|
| Мосты под проезжую дорогу с двойным досчатым настилом . .       | $g_1 = 215 + 2,3l + 0,02l^2$  | $g_2 = 60 + 2,3l$ |
| Мост с одеждой из щебеночн. слоя .                              | $g_1 = 590 + 2,8l + 0,025l^2$ | $g_2 = 60 + 2,3l$ |
| Городские уличн. мосты с одеждой из щебеночн. слоя              | $g_1 = 730 + 3,2l + 0,028l^2$ | $g_2 = 80 + 2,7l$ |
| Городские уличн. мосты с одеждой из каменной мостовой . . . . . | $g_1 = 960 + 3,7l + 0,029l^2$ | $g_2 = 80 + 2,7l$ |

<sup>1)</sup> По Энгессеру: Zeitschr. f. Baukunde 1881, стр. 63—68.

## с) Деревянные мосты.

## 1. Железнодорожные мосты.

Вес в kg на погонный метр пути.

|  | Нормальная<br>колея | Колея<br>в 1 м | Колея<br>в 0,75 м |
|--|---------------------|----------------|-------------------|
| Простые и усиленные<br>балочные мосты . . .                      | 615 + 74l           | 370 + 55l      | 260 + 46l         |
| Фермы из прогонов,<br>сплоченных наклон-<br>ными зубьями . . . . | 615 + 80l           | 370 + 65l      | 260 + 58l         |
| Фермы из прогонов на<br>шпонках . . . . .                        | 615 + 70l           | 370 + 55l      | 260 + 48l         |

## 2. Уличные мосты. Веса в kg

на квадратный метр в горизонтальной проекции.

|   | Простые<br>и усиленные<br>мо.ты | Фермы из прогонов<br>на шпонках |           |
|---|---------------------------------|---------------------------------|-----------|
| С простым досчатым на-<br>стилом . . . . .    | 130 + 13l                       | 130 + 16l                       | 130 + 13l |
| С двойным досчатым на-<br>стилом . . . . .    | 170 + 16l                       | 170 + 17l                       | 170 + 14l |
| С деревянной (торцовой)<br>мостовой . . . . . | 300 + 16l                       | 300 + 17l                       | 300 + 14l |
| С щебеночным слоем .                          | 380 + 17l                       | 380 + 18l                       | 380 + 15l |
| С каменной мостовой .                         | 690 + 18l                       | 690 + 18l                       | 690 + 15l |

Вес пешеходной части может быть принят в  $150 \text{ kg/m}^2$ .

Предыдущие формулы составлены на основании опытов Винклера, изложенных в его книге: Die hölzernen Balkenbrücken. Вена 1887 г. 2 изд.

д) Сводчатые железобетонные мосты. Для приблизительных подсчетов достаточно принять данные, приведенные выше для каменных мостов; вес 1 куб. метра принимается равным  $2400 \text{ kg}$ . Собственные веса, которые вводятся в окончательный расчет, определяются в зависимости от конструкции сооружения. Необходимые сведения об этом приведены в книге о железобетонных мостах.

е) Балочные железобетонные мосты<sup>1)</sup>. Собственный вес составляется из веса проезжей части и веса железобетонной конструкции. Собственный вес проезжей части мостов под проезжую дорогу со щебеночной корой или мостовой составляет в среднем 600 до 700  $\text{kg/m}^2$ ; в железнодорожных мостах с балластным слоем толщиной в 25 см под подошвой шпал собственный вес проезжей части, включая покрытие асфальтом, составляет в среднем 780  $\text{kg/m}^2$ . Пролетное строение состоит из ребристой плиты, т. е. из балок соединенных плитой, и вес его может быть принят для предварительного подсчета по приблизительной площади поперечного сечения в 2400  $\text{kg/m}^2$ . При небольших, чаще всего встречающихся в этом случае, пролетах около 10-ти метров предварительный вес пролетного строения может быть принят при железнодорожных мостах в 1300 до 1500  $\text{kg/m}^2$ , а при мостах под проезжую дорогу в 1100 до 1300  $\text{kg/m}^2$ .

## § 12. Подвижная нагрузка.

### а) Подвижная нагрузка железнодорожных мостов.

Циркулярами управлений железных дорог предписаны особые нормальные поезда, которые принимаются в основание расчета мостов. Обыкновенно предписывается поезд бесконечной длины, состоящий из двух паровозов и нормальных двухосных товарных вагонов. Малые расстояния между осями невыгодны и потому должны быть приняты в расчет. В мостах малых отверстий следует вводить в расчет особенно нагруженные паровозные оси. Ниже приведены нормы некоторых железных дорог.

<sup>1)</sup> Foerster, Balkenbrücken in Eisenbeton. Лейпциг 1908. Б. Энгельман, стр. 8.



а) Прусско-Гессенские правительственные железные дороги<sup>1)</sup>.

Предписан поезд, состоящий из двух паровозов в невыгоднейшем положении с бесконечным числом расположенных с одной стороны товарных вагонов, с расстояниями между осями и нагрузками на них, показанными на рисунке 9. Нагрузки — суть давления осей в тоннах. При расчетах малых мостов, на которых помещается менее пяти осей, а также для продольных и поперечных балок, если от этого получаются большие напряжения, чем от стоящего впереди паровоза, должно принимать следующие нагрузки:

|        |                           |        |
|--------|---------------------------|--------|
| одна   | ось с нагрузкой . . . .   | в 20 t |
| две    | оси, каждая с нагрузкой „ | 20 t   |
| три    | оси, каждая с нагрузкой „ | 19 t   |
| четыре | оси, каждая с нагрузкой „ | 18 t   |

Если считать вес паровоза и тендера распределенным равномерно по всей их длине, то на погонный метр пути получается нагрузка в 6,88 t/m, а нагрузка от вагонов в 4,33 t/m.

Мюллер (Бреславль) предлагает принять давление осей паровоза не меньше 20 t, осей тендера и вагонов в 15 t, а расстояния между осями оставить неизменными (рис. 9). Если на пролетном строении устанавливается менее пяти осей, то следует принимать большие нагрузки осей, именно:

|      |                         |
|------|-------------------------|
| 21 t | при нагрузке 4-мя осями |
| 22 t | „ „ 3-мя „              |
| 23 t | „ „ 2-мя „              |
| 24 t | „ „ 1-ой осью.          |

<sup>1)</sup> Распоряжение от 1-го мая 1903 годл. Zentralblatt d. Bauverw. 1903, стр 301 и след.

β) Циркуляр Австрийского Министерства железных дорог.

Для дорог нормальной колеи предписан поезд, состоящий из двух паровозов с тендерами и с вагонами с одной стороны, по следующей схеме:

|                                  | Паровозы    |     |     |     |     |     | Тендеры |     |     |     | Вагоны   |     |       |       |
|----------------------------------|-------------|-----|-----|-----|-----|-----|---------|-----|-----|-----|----------|-----|-------|-------|
| Расстояния между осями . . . . . | 2,5         | 1,4 | 1,4 | 1,4 | 1,4 | 2,5 | 1,5     | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5      | 3,0 | 1,5   | метры |
| Нагрузки на ось . . . . .        | 16          | 16  | 16  | 16  | 16  |     | 13      | 13  | 13  |     | 11       | 11  | тонны |       |
| Полн. длина                      | 15,6 метров |     |     |     |     |     |         |     |     |     | 6 метров |     |       |       |

Для расчета малых мостов, а также продольных и поперечных балок проезжей части, следует принять: 4 оси с расстояниями в 1,4 м; одна из этих осей, стоящая в опасном сечении, имеет нагрузку в 20 t, а остальные три оси по 16 t каждая. Этот способ нагрузки следует применять тогда, когда он оказывает больше влияния, чем предыдущий — нормальный.

γ) Правительственные дороги Баварии (циркуляр от сентября месяца 1905 года).

Три паровоза с любым числом товарных вагонов; паровозы могут быть распределены в поезде произвольно. Расстояния и нагрузки по следующей схеме:

|                                  | Паровозы   |     |     |     |     |     | Вагоны     |     |      |       |
|----------------------------------|------------|-----|-----|-----|-----|-----|------------|-----|------|-------|
| Расстояния между осями . . . . . | 2,1        | 1,4 | 1,4 | 1,4 | 1,4 | 2,1 | 1,75       | 3,5 | 1,75 | метры |
| Нагрузки на ось . . . . .        | 16         | 16  | 16  | 16  | 16  |     | 14         | 14  |      | тонны |
| Общая длина . . . . .            | 9,8 метров |     |     |     |     |     | 7,0 метров |     |      |       |

В таких сооружениях, для расчета которых достаточно только одного из этих паровозов, следует вводить в расчет две оси с нагрузкой в 20 t.

δ) Нагрузки на второстепенных дорогах.

Нормы для таких дорог смотри в *Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Der Brückenbau* 3-ий том, 4-ое издание. Лейпциг, 1909 г. стр 26 и след.

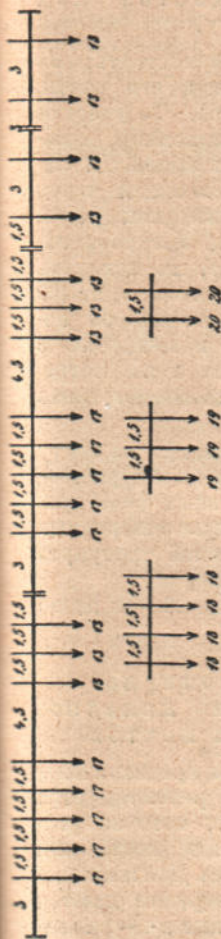


Рис. 9. Нормальный поезд прусских правительственных дорог от мая мес. 1913 года.



Рис. 10. Для дорог с большим движением.



Рис. 11. Для дорог со средним движением.

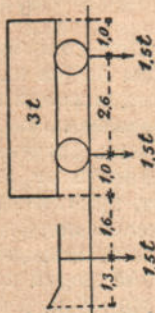


Рис. 12. Для дорог со слабым движением (проселки).

Ширина повозок = 2,2 т. Ширина их колес = 1,3 т. Нагрузки показаны на ось.



б) Подвижная нагрузка мостов под проезжую дорогу.

Невыгоднейшая нагрузка может состоять: из толпы людей на всем мосту или одной его части, самых тяжелых подвод, парового катка. Те участки проезжей части, которые не заняты подводами, должны быть введены с нагрузкой толпы людей. В зависимости от значения дороги, проходящей через мост, принимаются при расчете более или менее тяжелые подводы. Некоторые схемы нагрузок повозками приведены дальше (рис. 10, 11, 12). Нагрузка толпой людей по большей части принимается от 400 до 560 кг на квадратный метр горизонтальной поверхности моста; это соответствует нахождению 6 до 8 человек среднего веса (70 кг) на 1 кв. метре. Скопление тогда столь велико, что возможно лишь медленное движение толпы.

Можно принять, что среди находящихся на мосту повозок, одна лишь весьма тяжела (вес в 12 t, рис. 10), а остальные легче. Для расчета главных ферм принимают толпу в  $400 \text{ kg m}^2$ , для расчета же поперечных балок, частей проезжей части, консолей тротуаров и т. п. принимают толпу людей в  $560 \text{ kg m}^2$ .

Паровой каток имеет вес в 16 до 18 t и около 3,5 метров между осями.

с) Эквивалентные равномерно-распределенные нагрузки железно-дорожных и шоссейных мостов.

Для многих расчетов, особенно для предварительных и приблизительных подсчетов, рекомендуется принимать эквивалентную нагрузку, которая распределена равномерно по всей длине моста или отдельным частям пролетного строения. Для железно-дорожных мостов эквивалентные нагрузки даются на погонный метр пути, при шоссейных же — на ква-

дратный метр. Величина эквивалентной нагрузки, приходящейся на единицу длины (или площади) пути моста, тем больше, чем короче нагруженный участок, затем она различна для частей ферм, зависящих от величины моментов и частей, зависящих от поперечных сил. Нормальному поезду прусско-гессенских правительственных дорог соответствует следующая эквивалентная нагрузка на погонный метр пути, которая вызывает в середине фермы такой же величины наибольшие изгибающие моменты, как нормальный поезд:

$$\text{при } l = 20 \text{ до } l = 40 \text{ м} \quad p = \left( 6,3 + \frac{32}{l} \right) t,$$

$$\text{при } l = 40 \text{ до } l = 80 \text{ м} \quad p = \left( 4,8 + \frac{92}{l} \right) t.$$

Для элементов решетки можно (по Энгессеру) принять за нагрузку на погонный метр пути

$$\text{при } l = 10 \text{ до } l = 50 \text{ м} \quad p_1 = \left( 4,6 + \frac{34}{l} \right) t,$$

$$\text{при } l > 50 \text{ м} \quad p_1 = \left( 3,6 + \frac{82}{l} \right) t,$$

где  $l$  пролет главных ферм

Для уличных мостов в городах (по Энгессеру) эквивалентная нагрузка на кв. метр площади:

$$p = \left( 0,44 + \frac{1,4}{l} \right) t$$

(соответствует грузовой телеге в 20 t),

для дорожных мостов

$$p = \left( 0,36 + \frac{1,2}{l} \right) t$$

(соответствует грузовой телеге в 10 t).

При мостах более значительных пролетов эти формулы соответствуют нагрузке толпой людей, при меньших пролетах — нагрузке подводами.

## **2. Горизонтальные нагрузки или нагрузки, действующие с горизонтальной боковой силой.**

### **§ 13. Давление ветра.**

Решающим в выборе величины нагрузки от ветра является:

сила, с которой действует ветер на 1 квадратный метр плоскости, перпендикулярной к его направлению,

величина плоскости, подверженной действию ветра.

Когда ветер достигает некоторой определенной силы, то движение по мосту железнодорожных поездов, повозок и людей становится невозможным, так как вагоны и проч будут подвержены боковому опрокидыванию. Предел этот лежит между давлениями в 150 до 180 килограммов на 1 квадратный метр перпендикулярной плоскости. Давление ветра на вагоны, повозки и проч. должно быть передано конструкцией моста на опоры. Согласно сказанному выше, наибольшее давление на единицу боковой поверхности поезда не может превышать 150 до 180 g. Но ненагруженный мост должен противостоять всякому урагану. Принято считать давление ветра для ненагруженного пролетного строения в 250 до 270 kg на 1 квадратный метр перпендикулярной к его направлению площади. В местах, особенно часто посещаемых ураганами (у моря и т. д.), следует, смотря по обстоятельствам, допускать до 300 kg/m<sup>2</sup> и более. Пролетное строение и все сооружение должно обладать достаточной устойчивостью даже в случае самых невыгодных нагрузок. Коэффициент



устойчивости следует принимать не меньше 2. Так как ветер может действовать на сооружение со всех сторон, то в расчете должно быть принято во внимание самое невыгодное направление ветра, т. е. такое, которому перпендикулярны соответственные плоскости сооружения.

Важность правильного учета давления ветра стала известна широкой публике вследствие ужасной катастрофы — обрушения моста через Тау, в Шотландии, происшедшей 28 декабря 1879 г., когда слишком узкое, опирающееся на чугунные колонны, пролетное строение было опрокинуто ветром вместе с проходившим по нем поездом. При этом погибло более 50-ти человек. С тех пор в Англии предписано вводить в расчет наибольшее давление ветра в  $273 \text{ kg/m}^2$ .

Что касается величины площади, подверженной давлению ветра, то в первую очередь таковой является боковая площадь той фермы, которая расположена со стороны, обращенной к ветру. Величина ее известна из проекта и может быть легко подсчитана. Части моста, расположенные за этой фермой в направлении ветра, испытывают давление ветра только на некоторую часть своей боковой поверхности, тем большую, чем реже решетка передней фермы. Чем реже эта решетка, тем большее давление испытывает вторая, а иногда и третья, расположенные за ней фермы. В Австрии, например, пользуются следующим правилом:

Если отношение площади незанятой материалом к площади общего очертания фермы равно 0,4 0,6 0,8, то действию ветра будет подвержено 0,2 0,4 1,0 площади второй фермы.

Что касается давления ветра на подвижную нагрузку, то при железнолорожных мостах положено считать, что давлению ветра подвержен прямоугольник высотой от головки рельса в 3,0 метра.

В мостах под проезжую дорогу считают, что высота подверженной давлению ветра площади подвижной нагрузки составляет от 2 до 2,5 метров.

С первого взгляда трудно определить, какой случай нагрузки от ветра является самым невыгодным для какой-либо части моста, полная ли загрузка моста поездом при 150 до 170  $\text{kg}/\text{m}^2$  или же при давлении ветра в 250 до 270  $\text{kg}/\text{m}^2$  на ненагруженное пролетное строение. Расчет нужно произвести для обоих случаев нагрузки и при невыгодном ее положении для отдельных частей конструкции.

#### § 14. Центробежная и тормазная силы.

Как известно, величина центробежной силы  $Z$ , которая появляется при движении тела весом  $G$  по кругу радиуса  $r$  со скоростью  $v$  выражается  $Z = \frac{G}{9,81} \frac{v^2}{r}$ .

Если выразить вес  $G$  в  $\text{kg}$ , то и  $Z$  получается в килограммах, а  $v$  и  $Z$  выражены в метрах. До сих пор центробежная сила учитывалась только при железнодорожных мостах, в последнее же время приходится, вследствие быстрого движения автомобилей, считаться с таковой и в мостах под проезжую дорогу, если они расположены на кривой. Можно принять, что на погонный метр поезда центробежная сила составляет для скорых поездов  $Z = \frac{61}{r_m} \text{ t}$ , для то-

варных поездов  $Z = \frac{36,7}{r_m} \text{ t}$ , кроме того на ось паровоза скорых поездов  $Z = \frac{570}{r_m} \text{ t}$  и на ось паровоза

товарных поездов  $Z = \frac{570}{r_m} \text{ t}$  и на ось паровоза

товарных поездов  $Z = \frac{173}{r_m} \text{ t}$ .

Тормазная сила при малых и средних мостах принимается равной  $\frac{1}{4}$  тормазной нагрузки или

$\frac{1}{6}$  веса находящегося на мосту поезда. В Австрии же  $\frac{1}{10}$  веса поезда. В больших мостах считают тормазными все паровозные и  $\frac{1}{3}$  вагонных осей, а тормазную силу принимают равной 0,2 веса тормазной нагрузки.

Вертикальные толчки вследствие искривления пути от противовесов и колебаний пути учитываются введением коэффициента  $(1 + \varphi)$ , на который умножают вес подвижной нагрузки. По Мелану<sup>1)</sup> для железнодорожных мостов при величине пролета  $L$  метров следует принимать

$\varphi = 0,14 + \frac{8}{L+10}$  для магистральных линий.

При  $L = 2 \quad 4 \quad 5 \quad 10 \quad 15 \quad 20 \quad 30 \quad 40 \quad 80 \quad 120$  м  
коэфф.  $\varphi = 0,8 \quad 0,71 \quad 0,67 \quad 0,54 \quad 0,44 \quad 0,41 \quad 0,34 \quad 0,3 \quad 0,23 \quad 0,2$ .

Для второстепенных линий можно принять  $\varphi = 0,1 + \frac{6}{L+10}$ .

Для мостов под проезжую дорогу можно принять, в зависимости от обстоятельств  $\varphi = 0,1$  до 0,2.

Горизонтальные силы от передней оси быстро движущегося паровоза принимаются в Пруссии в 5 t (Бериггардт, *Eiserne Brücken* стр. 76).

## Е. Основания статического расчета мостов.

### § 15. Общие сведения.

Статическим расчетом должны быть определены для всего сооружения и отдельных его частей самые невыгодные из действующих сил по их величине, направлению и положению. Значение их дает возможность определить необходимые размеры поперечных сечений и проч. Расчет ведется

<sup>1)</sup> Handbuch der Ingenieurwissenschaft, der Brückenbau 3 Bd. 4 Aufl. S. 53/54.



различно, в зависимости от устройства и материала, но основания всегда остаются неизменными: силы разделяются на внешние силы, которые приложены к сооружению извне, и внутренние силы, или напряжения, зачастую называемые силами сопротивления. К внешним силам относится также и собственный вес, что не совсем соответствует названию, но общеупотребительно и введено истари.

Внешние силы вызывают внутри конструкции внутренние силы, или напряжения. Напряжения всегда являются попарно действующими силами. Если, например, в стержне действует напряжение  $Z$  (рис. 13), то это следует понимать так, что в узле  $m$  действует сила  $Z_1$ , а в узле  $m+1$  — сила  $Z_2$ , причем обе силы равны друг другу по величине и направлены вдоль рассматриваемого стержня. Эти силы могут быть как растягивающими, так и сжимающими. В ферме со сплошной стенкой напряжения от сжатия, растяжения и скалывания тоже всегда появляются как парные, так как можно представить себе ряд бесконечно близких поперечных сечений, в которых действуют эти напряжения. При внешних силах действию также всегда сопутствует противодействие, следовательно, имеются попарно действующие силы. Вагонное колесо производит на мост давление  $D$ , но совершенно такое же давление производит мост на колесо, только в прямо противоположном направлении. Но мост должен вос-

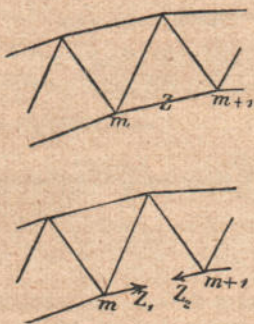


Рис. 13.

продолжить текст: Но мост должен вос-

принять внешнюю силу  $D$ , как нагрузку, и передать ее дальше на опоры. Опорные реакции также вводятся в расчет, как односторонние действующие на пролетное строение силы, которые находятся в состоянии равновесия с нагрузками. Опорные же реакции в свою очередь действуют на устои и быки в обратном направлении, как нагрузки. И таким образом действию всегда соответствует противодействие, давлению — всегда противодействие.

Пригодны лишь такие конструкции, в которых силы находятся в равновесии. Поэтому условия равновесия справедливы для всех конструкций, встречающихся в мостостроении. Этим дается математическое средство расчета: общие условия равновесия могут всегда служить для определения неизвестных величин. Те конструкции, для расчета которых достаточно общих условий равновесия или, что то же самое, которые могут быть не рассчитываемы по теории упругости, называются статически определенными. Если же для определения неизвестных недостаточно общих условий равновесия, то конструкция является статически неопределимой. Тогда величина неизвестных определяется из работы деформации. Для сил, действующих в одной плоскости, всегда существует три общих условия равновесия, для систем же в пространстве — шесть условий.

По роду действия сил различают: балочные, шпренгельные, арочные и висячие фермы. К арочным фермам относят также и своды.

По роду материала отличают:

- каменные, по большей части сводчатые,
- бетонные мосты;
- деревянные мосты;
- железные мосты;
- железобетонные мосты.

## § 16. Своды.

В сводчатых мостах пролетное строение состоит из свода. Свод является статически неопределимой конструкцией, если неизвестны три точки, сквозь которые должны проходить действующие силы. Две из этих точек находятся в опорах — пятах свода  $A$  или  $B$  и третья в ключе свода  $C$  (рис. 14). Нагрузки производят в своде горизонтальный распор  $H$ , который складывается с вертикальными силами. Появляющиеся в пятовых швах

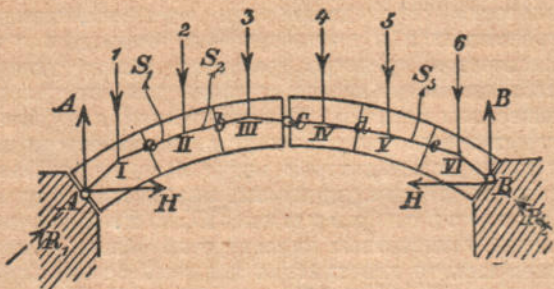


Рис. 14.

$A$  и  $B$  горизонтальные силы  $H$ , при вертикальной загрузке свода взаимно равны. Вертикальные силы в пятовых швах складываются с силами  $H$  и дают опорные реакции сводов  $R_1$  и  $R_2$ . Эти, в свою очередь, складываются по порядку с силами  $1, 2, 3, \dots$ . В точке  $I$  сила  $R_1$  складывается с силой  $1$  в равнодействующую  $S_1$ , эта последняя в точке  $II$  с силой  $2$  в равнодействующую  $S_2$  и т. д.

Получившаяся ломанная  $A, I, II, III, C, IV, V, VI, B$  есть веревочный многоугольник. Точки, в которых стороны его встречают швы соответственных клиньев, следовательно точки  $a, b, c, d, e$ , есть точки кри-



вой давления в своде. Каждой нагрузке соответствуют особые значения горизонтального распора  $H$  и особое положение кривой давления и веревочного многоугольника.

Определение величин  $H$  и положений кривой давления и веревочного многоугольника просто, если даны три точки  $A$ ,  $B$  и  $C$ , через которые должны проходить силы. На рис. 15 пятовые швы лежат на

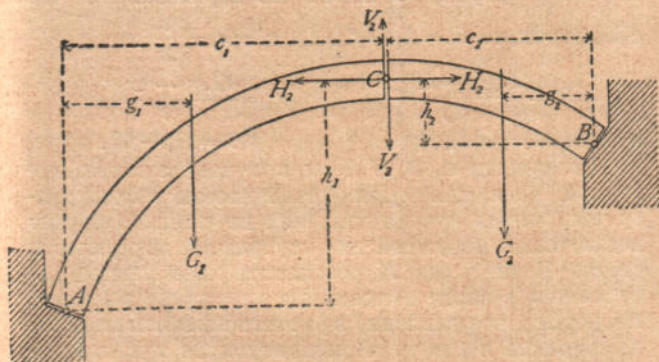


Рис. 15.

разной высоте. Равнодействующие нагрузок на правой и левой части свода пусть будут  $G_1$  и  $G_2$ . В ключе  $C$  обе части передают друг на друга силы, одинаковой величины, но взаимно противоположные по направлению. Составляющие силы давления в ключе обозначаются через  $V_2$  и  $H_2$ .

Тогда для равновесия требуется:

1.  $H_2 h_1 + V_2 c_1 = G_1 g_1$  (левая часть, момент относительно точки  $A$ ),
2.  $H_2 h_2 - V_2 c_2 = G_2 g_2$  (правая часть, момент относительно точки  $B$ ).

Откуда получаем:

$$H_2 = H = \frac{G_1 g_1 c_2 + G_2 g_2 c_1}{h_1 c_2 + h_2 c_1},$$

$$V_2 = \frac{G_1 g_1 h_2 - G_2 g_2 h_1}{h_1 c_2 + h_2 c_1}.$$

Откуда

$$A = G_1 - V_2,$$

$$B = G_2 + V_2.$$

Если  $A$  и  $B$  расположены на одной высоте, а ключевой шарнир  $C$  лежит на вертикальной оси симметрии, то  $h_1 = h_2 = f$ ,  $c_1 = c_2 = \frac{l}{2}$  и

$$H = \frac{G_1 g_1 + G_2 g_2}{2f}$$

$$V_2 = \frac{G_1 g_1 - G_2 g_2}{l}$$

и

$$A = G_1 - V_2$$

$$B = G_2 + V_2.$$

По данным  $A$ ,  $B$ ,  $H$  легко получается положение кривой давления. Для устойчивости свода требуется, чтобы кривая давления не слишком близко подходила к наружной или внутренней поверхности свода. Если через  $K$  обозначить наибольшее допускаемое в своде напряжение на сжатие в  $\text{kg/cm}^2$ ,  $P$  — нормальное давление в рассматриваемом шве свода шириной в 1 метр (перпендикулярно к плоскости чертежа), то расстояние точки прохождения кривой давления от ближайшей поверхности свода должно составлять  $c \geq \frac{2P}{300K}$ .

Если свод является бесшарнирным, то для расчета внешних сил должны быть приняты во внимание упругие свойства свода. Расчет свода по теории упругости будет рассмотрен в книге об арочных мостах.

Распределение напряжений в поперечном сечении свода.

Если сила  $R$ , действующая с одной стороны сечения, пересекает его в точке  $E$ , отстоящей от центра

тяжести сечения на расстоянии  $\xi$ , то силу  $R$  разлагают на перпендикулярную к сечению осевую силу  $P$  и на лежащую в сечении силу  $Q$ . Тогда момент внешних сил в сечении будет  $M = P\xi$ . Если, как принято считать, напряжения меняются в поперечном сечении по линейному закону, то, взятые по абсолютному значению, наибольшие напряжения (растяжение или сжатие) будут в крайних волокнах

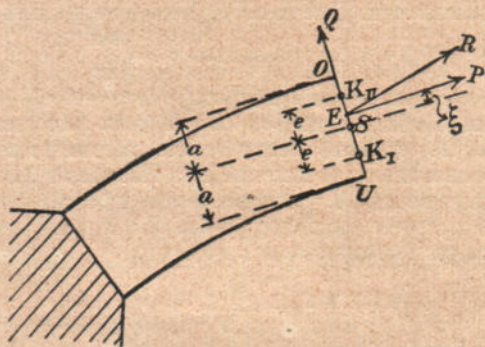


Рис 16.

сечения в точках  $O$  и  $U$ . Если обозначить их через  $\sigma_o$  и  $\sigma_u$ , площадь поперечного сечения через  $F$  и ее момент инерции относительно оси, проходящей через центр тяжести и нормальной к плоскости действия сил, через  $J$ , то

$$\sigma_o = \frac{P}{F} + \frac{P \cdot \xi \cdot a}{J} = \frac{P}{F} \left( 1 + \frac{Fa}{J} \xi \right);$$

точно также

$$\sigma_u = \frac{P}{F} - \frac{P \cdot \xi \cdot a}{J} = \frac{P}{F} \left( 1 - \frac{Fa}{J} \xi \right).$$



Обозначая для краткости  $\frac{J}{Fa} = e$ , получаем:

$$\sigma_0 = \frac{P}{F} \left( 1 + \frac{\xi}{e} \right) = \frac{P}{Fe} (e + \xi),$$

$$\sigma_{II} = \frac{P}{Fe} (e - \xi),$$

где  $e$  есть расстояние до крайних точек ядра сечения от центра тяжести. Для точки  $K_I$  момент внешних сил будет  $M_K = P(e + \xi)$ , следовательно  $\sigma_0 = \frac{M_K}{Fe}$ . Но  $Fe = \frac{J}{a}$ , то есть известному моменту сопротивления  $W$ . Следовательно, напряжение  $\sigma_0$  может быть рассчитано по формуле простой балки, если вместо момента относительно центра тяжести ввести момент  $M_K$  относительно точки  $K$ . То же самое и с  $\sigma_{II}$ . Точке  $U$  соответствует крайняя точка  $K_{II}$  ядра. Следовательно напряжения  $\sigma_0$  и  $\sigma_{II}$  будут:

$$1) \quad \begin{cases} \sigma_0 = \frac{M_{K_I}}{W} \\ \sigma_{II} = \frac{M_{K_{II}}}{W} \end{cases}$$

Рассматриваемое поперечное сечение имеет высоту  $d$  (равную толщине свода в этом месте) и ширину  $b$  (по большей части 100 см, если расчет ведется для полосы свода шириной 1 метр). Тогда

$$e = \frac{d}{6}, \quad W = \frac{b \cdot d^2}{6} \quad \text{и}$$

$$2) \quad \begin{cases} \sigma_0 = \frac{6M_{K_I}}{b \cdot d^2} \\ \sigma_{II} = \frac{6M_{K_{II}}}{bd^2} \end{cases}$$

Из уравнений (2) видно, что наибольшие значения  $\sigma_0$  и  $\sigma_n$  получаются, когда моменты  $M_{K_I}$  или  $M_{K_{II}}$  имеют наибольшее значение.

Подвижная нагрузка.

Инфлюэнтная линия моментов  $M_K$ .

Невыгоднейшая нагрузка.

Невыгоднейшая нагрузка для значений  $\sigma$  сов-

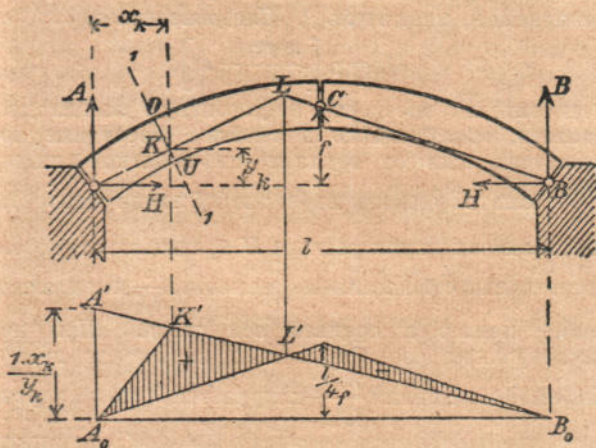


Рис. 17.

падает с невыгоднейшей нагрузкой для моментов  $M_K$ . Определение этой нагрузки производится посредством инфлюэнтных линий.<sup>1)</sup>

Если на своде находится какая-либо нагрузка, например сосредоточенный груз  $G$ , то для какого

<sup>1)</sup> Т. Ландсберг, Das Verfahren der Einflußlinien. 6 изд. Берлин 1912. Изд. В. Эрст и Сн.

либо поперечного сечения 1-1 момент относительно точки  $K$  (рис. 17) есть  $M_K = M_{VK} - M_{HK}$ , где  $M_{VK}$  обозначает момент вертикальных составляющих сил, действующих с одной стороны сечения 1-1 относительно точки  $K$ , а  $M_{HK}$  — момент горизонтальных составляющих сил той же точки  $K$ . Но  $M_{HK} = H y_K$ , следовательно  $M_K = (M_{VK} - H y_K) = y_K \left[ \frac{M_{VK}}{y_K} - H \right]$ .

Значение  $y_K$  не зависит от нагрузки и есть, так называемый, множитель  $\mu$ . Следовательно:

$$3) \quad M_K = \mu \left[ \frac{M_{VK}}{y} - H \right],$$

и достаточно построить инфлюэнтную линию для фактора, заключенного в скобки. Последняя получается, если от ординат инфлюэнтной линии  $\frac{M_{VK}}{y_K}$  отнять ординаты инфлюэнтной линии распора  $H$ .

Инфлюэнтная линия распора  $H$  представляет собою треугольник с основанием  $l$  и высотой  $\frac{l}{4f}$  под ключом симметричного к средней оси свода. (При несимметричном своде несколько иначе, см. ниже).

Инфлюэнтная линия  $\frac{M_{VK}}{y_K}$  получается, если на вертикали под  $A$  отложить ординату  $\frac{x_K}{y_K} = A_0 A'$ , соединить конец  $A'$  этой ординаты с  $B_0$  и найти точки пересечения  $K'$  этой линии  $B_0 A'$  с вертикалью, проведенной через  $K$ . Тогда  $A_0 K' B_0$  есть инфлюэнтная линия  $\frac{M_{VK}}{y_K}$ . Разница ординат этой линии и линии распора  $H$  дает инфлюэнтную линию выражения, заключенного в скобки, т. е. заштрихованную фигуру на рис. 17. Одна часть этой инфлюэнтной линии положительна, другая отрицательна, т. е. нагрузка



этой части вызывает положительные или отрицательные моменты. Точка, в которой обе эти части сходятся, называется нулевой точкой. Расположенный под нею груз вызывает  $M_K = 0$ . Наибольший положительный или отрицательный момент  $M_K$  имеет место, если загружен только положительный или отрицательный участок линии.

Ординаты есть силы. Как  $\frac{l}{4f}$ , так и  $\frac{x_K}{y_K}$  умножены на  $1^t$ ; обе должны быть нанесены в одинаковом силовом масштабе. Положительный или отрицательный момент  $M_K$  от невыгоднейшей равномерно распределенной нагрузки  $p^t$  на погонный метр есть

$$\begin{cases} \{+ M_K\} = pF_+ \\ \{- M_K\} = pF_-, \end{cases}$$

если  $F_+$  есть положительная,  $F_-$  отрицательная площадь инфлюэнтной линии для моментов  $M_K$ .

Весьма важно не забывать умножить на  $\rho$ .

Нулевую точку легко получить и следующим образом. Соединяем опорную точку  $B$ , не лежащую на той же половине свода, где сечение 1-1, с точкой ключа  $C$ . Затем опорную точку  $A$ , лежащую на той же половине, где сечение 1-1, с точкой  $K$  ядра. Точка пересечения  $L$  прямыми  $\overline{AK}$  и  $\overline{BC}$  дает положение нулевой точки. Для сечений, расположенных вблизи ключа, существуют некоторые исключения, описанные в соответственных курсах. В этих сечениях является достаточно точным введение односторонней загрузки до ключа.

Распределение давления и невыгоднейшая нагрузка, если точка  $E$  не лежит в пределах ядра сечения между точками  $K_I$  и  $K_{II}$ .

Если точка  $E$  приложения силы не лежит между крайними точками  $K_I$  и  $K_{II}$  ядра сечения, но в рас-



годнейшей для него загрузки. При этом получается точка  $E$  встречи равнодействующей  $R$  с плоскостью рассматриваемого поперечного сечения (рис. 16). Необходимо следить, чтобы при всех четырех невыгодных случаях загрузки точка  $E$  не выходила из пределов ядра сечения, т. е. средней трети толщины свода  $d$ . Если же она выходит из плоскости ядра, то  $\sigma_{\max} = \frac{2P}{3 \cdot c \cdot 100}$  не должно превосходить допускаемого напряжения. Если же это будет иметь место, то толщину свода нужно увеличивать до тех пор, пока  $\sigma_{\max}$  не достигнет допускаемого предела.

Своды без шарниров. В большинстве мостовых сводов шарниров не делают. В этом случае самым точным способом расчета является, рассматривать свод, как упругую, заделанную одним концом арку. Способ этот подробно описан автором<sup>1)</sup> в нижеупомянутом издании. Но для обыкновенных мостовых сводов такой способ является слишком сложным, и довольствуются тем, если кривые давления при наибольшем и наименьшем распоре ( $H_{\max}$  или  $H_{\min}$ ) проходят полностью в пределах ядра сечения, т. е. средней трети свода. За невыгоднейшую нагрузку принимают в этом случае одностороннюю загрузку свода до середины его пролета. Если при этой нагрузке точка  $E$  слишком приближается к какой-либо поверхности свода, то как указано выше, увеличивают толщину свода.

На невыгоднейшая форма свода. Если бы было возможно достичь, чтобы кривая давления всегда совпадала с осью свода, то это было бы наиболее выгоднее, но кривая давления меняется вместе с подвижной нагрузкой. Чем дальше она отклоняется от оси свода, тем невыгоднее распределение напря-

<sup>1)</sup> Ф. Ландсберг. Beitrag zur Theorie der Gewölbe, Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1901 стр. 1765.



жений. Чтобы достичь возможно малого отклонения от оси свода, отыскивают ту кривую давления, которая соответствует загрузке собственным весом и половине подвижной нагрузки на всем пролете свода. Эту кривую давления принимают за среднюю линию свода. Если на своде нет подвижной нагрузки, а только постоянная, то кривая давления отклоняется в одну сторону от средней линии свода, при загрузке же полной подвижной нагрузкой отклонение произойдет в другую сторону от средней линии. Первая нагрузка (собственный вес) понимается так, точно к первоначальной нагрузке в  $\frac{P}{2}$  на погонный метр прибавляется еще нагрузка в  $-\frac{P}{2}$  на погонный метр, полная же нагрузка — так, точно к первоначальной нагрузке добавляется еще новая в  $+\frac{P}{2}$  на погонный метр. Нагрузку собственным весом и половиной подвижной нагрузки  $p$  называют нормальной.

Своды с двумя шарнирами в пятах. Такие своды не получили распространения, что по мнению автора является странным. Тогда как бесшарнирные своды, являясь трижды статически неопределимыми, представляют много трудностей при расчете, расчет двухшарнирного свода, являющегося однажды неопределимым, прост и надежен. Затем не приходится считаться с ключевым шарниром, как в трехшарнирных сводах. Ключевой шарнир делает конструкцию сложнее, чем при непрерывном своде. Автор советует строить двухшарнирные мостовые своды.

### § 17. Железобетонные мосты.

Железобетонные мосты строятся в виде сводчатых мостов и в виде балочных мостов. В допол-

нение к § 16-му рассмотрим сперва бетонные своды с железной арматурой.

### а) Железобетонные мосты со сводами.

Расчет действующих на свод внешних сил может быть произведен так же, как при каменных сводах (§ 16). Но в отношении прохождения кривой давления, дело обстоит здесь лучше, чем там, так как (сказано в § 7-ом) поперечное сечение армированное железом, может воспринимать растяжение. Вследствие этого кривая давления может здесь не только выходить из ядра сечения (средней его трети), но даже за пределы самого свода, если только железная арматура взята достаточно прочной. Так как кривая давления может отклоняться от средней линии свода как в одну, так и в другую сторону, следовательно растяжение может появиться в обеих поверхностях свода, то арматура ставится у обеих поверхностей. Расчет напряжений в бетоне и железной арматуре производится следующим образом.

При внецентренном давлении расчет можно произвести как для однородного материала, если в выражения для поперечной площади сечения ввести расстояние центра тяжести и момента инерции железной арматуры, умноженными на отношение  $\frac{E_c}{E_b} = n$  (15).

Согласно этому нужно ввести в случае одинаковой двойной арматуры вверху и внизу (рис. 19)

$$1) \quad \begin{cases} F = b \cdot h + 2 \cdot n \cdot f_c \\ J = \frac{b \cdot h^3}{12} + 2 \cdot n \cdot f_c \lambda^2 \end{cases}$$

$$2) \quad \begin{cases} \sigma_0 = \sigma_b = \frac{P}{F} + \frac{Mh}{2J} \\ \sigma_u = \sigma_z = \frac{P}{F} - \frac{Mh}{2J} \end{cases}$$

Если из этих выражений определить  $\sigma_z$ , то получим растягивающую силу:

$$3) \quad Z = \frac{\sigma_z b \cdot (h-x)}{2}$$

Эта сила должна быть воспринята железной арма-

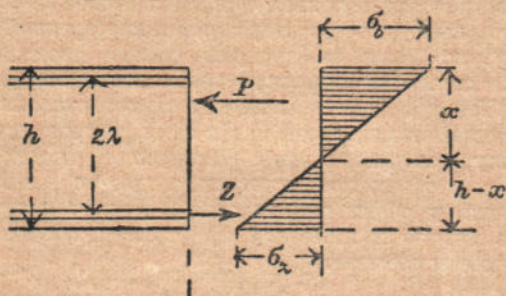


Рис. 19.

турой. Следовательно, в растянутой части получается следующее напряжение в железе

$$\sigma_e = \frac{Z}{f_e} = \frac{\sigma_z \cdot b \cdot (h-x)}{2f_e}$$

Значение  $x$  получается из рисунка 19:  $\frac{\sigma_b}{\sigma_z} = \frac{x}{(h-x)}$ , откуда

$$4) \quad x = \frac{h \cdot \sigma_b}{\sigma_z + \sigma_b}$$



Вышеприведенный расчет приближителен, годен лишь для предварительных определений размеров поперечного сечения.

Пример. Поперечное сечение свода имеет толщину в 25 см и двойную арматуру из 8-ми стержней диаметром в 12 мм на 1 м ширины свода. Равнодействующая  $P = 22000$  kg встречает продолжение плоскости поперечного сечения в расстоянии 1,5 см вне свода. Даны  $h = 25$  см,  $P = 22\ 000$  kg,  $\lambda = 10,5$  см,  $M = P \cdot 14 = 308\ 000$  кгсм,  $F = 25 \cdot 100 + 2 \cdot 15 \cdot 9,05 = 2770$  см<sup>2</sup>,  $J = \frac{100 \cdot 25^3}{12} + 2 \cdot 15 \cdot 9,04 \cdot 10,5^2 = 160\ 000$  см<sup>4</sup>,  $\sigma_b = \frac{22\ 000}{2770} + \frac{308\ 000 \cdot 25}{2 \cdot 160\ 000} \cong 32$  kg/cm<sup>2</sup> сжатие.  $\sigma_z = 7,9 - \frac{308\ 000 \cdot 25}{2 \cdot 160\ 000} \cong -16$  kg см<sup>2</sup> на растяжение. Следовательно  $Z = \frac{1}{2} \cdot 16 \cdot 100 (h - x)$ ;  $x = \frac{25 \cdot 32}{32 + 16} = 16,7$  см;  $(h - x) = 8,3$  см;  $Z = 6640$  kg. Следовательно  $\sigma_c = \frac{6640}{9,04} = 734$  kg см<sup>2</sup>. Наибольшее сжатие в бетоне  $\sigma_b = 8 + 24 = 32$  kg/cm<sup>2</sup>.

### Точный расчет.

У обеих поверхностей свода, в расстоянии  $a$ , и  $a$  от них расположена железная арматура одинаковой площади  $t_e$ . Напряжения в железной арматуре со сжатой и с растянутой стороны обозначим через  $\sigma_{ed}$  и  $\sigma_{ez}$ ; равнодействующее сжимающее напряжение в поперечном сечении есть  $D$ . Расстояние нейтрального слоя от рассматриваемой поверхности есть  $x$ . Расстояние равнодействующей  $P$  в поперечном сечении от ближайшей поверхности есть  $c$  и ширина поперечного сечения перпендикулярно к плоскости чертежа есть  $b$ . Тогда, согласно рисунку 20, получим:

$$I) P + \sigma_{ez} \cdot f_e - \sigma_{ed} \cdot f_e - \frac{b \sigma_b x}{2} = 0;$$

$$II) \sigma_{ed} = \sigma_b n \frac{(x - a_1)}{x};$$

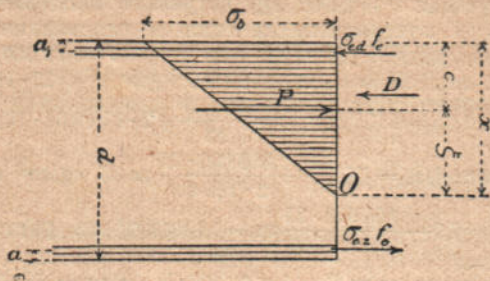


Рис. 20.

$$III) \sigma_{ez} = \sigma_b n \frac{(d - x - a)}{x};$$

$$IV) P(x - c) - \sigma_{ez} f_e (d - x - a) - \sigma_{ed} f_e (x - a_1) - \sigma_b \cdot \frac{xb}{2} \cdot \frac{2}{3} x = 0.$$

Подставляя в уравнение I значения  $\sigma_{ed}$  и  $\sigma_{ez}$  из II и III, получаем:

$$V) \sigma_b = \frac{P}{\frac{xb}{2} - \frac{nf_e}{x} (d - a + a_1 - 2x)},$$

точно также из уравнения IV:

$$VI) \sigma_b = \frac{P(x - c)}{\frac{nf_e}{x} \left[ (d - a)^2 + a_1^2 - 2x(d - a + a_1) + 2x^2 \right] + \frac{bx^2}{3}}$$

Если приравнять друг другу оба выражения для  $\sigma_b$  и решить по  $x$ , то после некоторых упрощений получим:

$$\text{VII) } U = x^3 - 3cx^2 - x \frac{6nfe}{b} \left[ 2c - (d - a + a_1) \right] - \\ - \frac{6nfe}{b} \left[ (d - a)^2 + a_1^2 - c(d - a + a_1) \right] = 0.$$

$x$  определяется из этого уравнения скоро и просто путем подстановок различных значений  $x$ , так чтобы выражение  $U$  получило отрицательные и положительные значения. Тогда путем интерполяции (также и графически) легко получаем ту величину  $x$ , которая обращает  $U$  в нуль.

Пример. Пусть  $P = 12\,000$  kg; толщина свода  $d = 30$  см;  $a = a_1 = 2$  см;  $c = 6$  см;  $b = 100$  см;  $n = 15$  см; и  $f_e = 10$  см<sup>2</sup>. Подставив в уравнение для  $U$ , получим

$$U = x^3 - 18x^2 - x \frac{6 \cdot 15 \cdot 10}{100} (12 - 30) - \\ - \frac{6 \cdot 15 \cdot 10}{100} (28^2 + 2^2 - 6(30)) = 0.$$

$$U = x^3 - 18x^2 + 162x - 5472 = 0.$$

При  $x = 20$  см получаем  $U = -1432$ , при  $x = 24$  см:

$$U = +1872, \text{ откуда } x = 20 + \frac{1432 \cdot 4}{1432 \cdot 1872} = 20 + 1,73 =$$

$\approx 22$  см. Тогда из выражения для  $\sigma_b$ :

$$\sigma_b = \frac{12\,000}{\frac{100 \cdot 22}{2} - \frac{15 \cdot 10}{22} (30 - 44)} = \frac{12\,000}{1195} = \approx 10 \text{ kg/cm}^2.$$

Затем

$$\sigma_{ed} = \frac{10 \cdot 15 \cdot 20}{22} = \approx 137 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{ez} = \frac{10 \cdot 15 \cdot 6}{22} = \approx 41 \text{ kg/cm}^2.$$



Следует заметить, что уравнение для  $U$  справедливо также для значений  $c = 0$  и для отрицательных значений  $c$ , т. е. когда сила  $P$  встречает продолжение плоскости поперечного сечения свода. При  $c = 0$  получаем:

$$U = x^3 + x \frac{6nfc}{b} (d - a + a_1) - \frac{6nfc}{b} [(d - a)^2 + a_1^2] = 0;$$

$$x^3 + 270x - 7092 = 0; x = \approx 14,5 \text{ cm};$$

$$\sigma_b = \frac{12000}{\frac{100 \cdot 14,5}{2} - \frac{15 \cdot 10}{14,5} (30 - 29)} = \approx 16,8 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{ed} = \frac{16,8 \cdot 15 \cdot 12,5}{14,5} = \approx 218 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{ez} = \frac{16,8 \cdot 15 \cdot 13,5}{14,5} = \approx 235 \text{ kg/cm}^2.$$

#### б) Железобетонные балочные мосты.

В основание расчета могут быть положены данные, утвержденные Прусским Министерством Общественных Работ, выдержки из которых приводим ниже<sup>1)</sup>.

#### Данные для статических расчетов.

##### А. Собственный вес.

§ 1. Для обыкновенных случаев вес одного кубического метра бетона с железной арматурой принимает я в 2400 kg.

##### В. Определение внешних сил.

§ 2. 1. В частях конструкций, подверженных изгибу, действующие моменты и опорные реакции определяются в зависимости от рода нагрузки и опор по правилам для разрезных или неразрезных балок

2. При свободно лежащих разрезных плитах за расчетный пролет принимается расстояние в свету,

<sup>1)</sup> Zentralbl. d. Bauverw. 1907, стр. 301 и след

увеличенное на толщину плиты в середине пролета, при неразрезных же плитах расстояние между серединами опор. Для балок принимается расстояние в свету, увеличенное на требуемую длину опор.

3. В плитах и балках перекрывающих несколько пролетов, если действительные изгибающие моменты и опорные реакции не рассчитываются по правилам для неразрезных балок, свободно лежащих на средних и крайних опорах, то таковые для середины пролета могут быть приняты равными  $\frac{1}{5}$  величины момента, который имел бы место в случае плиты, лежащей свободно на двух опорах. Отрицательный момент на опорах принимается тогда равным величине момента в середине пролета балки на двух опорах. Плиты и балки могут быть рассчитываемы по этим правилам как неразрезные только тогда, когда они везде лежат на прочных, расположенных в одной плоскости опорах или на железобетонных балках. При расположении арматуры необходимо всегда внимательно считаться с возможностью появления отрицательных моментов.

4. Вводить в расчет опорный момент от заделки концов балки разрешается лишь тогда, если благодаря особому конструктивному устройству существует полная уверенность в надежности заделки.

5. Расчетное влияние заделки на опорах не должно распространяться больше, как на три пролета. При временных нагрузках, больших чем  $100 \text{ kg/cm}^2$ , необходимо произвести расчет и при невыгоднейшем положении нагрузки.

6. При расчете ребристых плит допускается принимать за расчетное поперечное сечение балки, сверх действительного ее сечения, также части плиты по обе стороны от оси балки, шириной не более  $\frac{1}{6}$  части пролета балки в свету.

7. Плиты, опирающиеся сплошь всеми четырьмя сторонами, снабженные перекрестной арматурой, могут при равномерно распределенной нагрузке, в случае, если их длина  $a$  составляет не более, как полторы ширины  $b$ , быть рассчитываемы по формуле

$M = \frac{p \cdot b^2}{12}$ . Форма и расположение арматуры должны быть подходящи для восприятия отрицательных опорных моментов.

8. Получающаяся из расчета толщина плит и плитообразная часть ребристых балок должны иметь не меньше 8 см.

9 На опорах должна быть учтена возможность односторонней нагрузки.

### С. Определение внутренних сил.

§ 3. 1. Модуль упругости железа должен быть принят равным пятнадцатикратному модулю упругости бетона, если не будет установлено другого.

2. Напряжения в плоскости поперечного сечения тела, подвергнутого изгибу, должны быть определяемы в предположении, что упругие удлинения меняются пропорционально расстояниям от нейтрального слоя и что железная арматура воспринимает все растягивающие усилия.

3. В сооружениях или частях их, которые подвержены действию непогоды, сырости или дымовых газов, необходимо предохранить их от появления в бетоне трещин, вследствие передачи бетону растягивающих усилий.

4. Напряжения на скалывание (срез) должны быть подсчитаны, если из формы и устройства конструктивных частей не вполне ясна их безвредность. Если для их восприятия в конструкции сооружения не имеется особых устройств, то для этого должны быть установлены особые стержни арматуры.

5. Стержням арматуры следует придавать по возможности такую форму, чтобы сдвиг их в бетоне был невозможен уже благодаря их форме. Напряжение сцепления всегда следует проверять расчетом.

6. Расчет стоек на продольный изгиб должно производить, если их свободная высота составляет более 18-ти кратной наименьшей толщины. Для неизменности взаимных расстояний стержней арматуры, последние должны быть соединены попереч-



ными хомутами. Расстояние между этими поперечными связями должно приблизительно равняться наименьшему поперечному размеру стойки, но не должно превосходить тридцатикратной толщины продольных стержней

7. Расчет стоек на продольный изгиб должен производиться по формуле Эйлера.

#### Д. Допускаемые напряжения.

§ 4. 1. В частях сооружений подверженных изгибу напряжение от сжатия бетона не должно превышать одной шестой части временного сопротивления раздавливанию, а напряжение от сжатия и растяжения железа —  $1200 \text{ kg/cm}^2$ ).

2. Если в случаях, упомянутых в § 3, п. 3, считаются со способностью бетона передавать растягивающие усилия, то за допускаемое напряжение принимается  $\frac{2}{3}$  установленного опытами прочного сопротивления бетона растяжению. Если сопротивление растяжению особо не определено, то напряжение от растяжения не должно превосходить  $\frac{1}{10}$  части прочного сопротивления раздавливанию.

3. При этом необходимо принимать следующие нагрузки:

- a) В частях сооружений подверженных малым сотрясениям, например в потолках жилых домов, контор, торговых домах — действительный собственный вес и действительная временная нагрузка.
- b) В сооружениях, подверженных сильным сотрясениям или сильно меняющейся нагрузке, в полах помещений для собраний, танцевальных залах, фабриках, складочных помещениях — действительный собственный вес и подвижная нагрузка, увеличенная на 50%.
- c) При нагрузках с сильными толчками, как например в перекрытиях погребов под проездами и

<sup>1)</sup> Сперва допускалось напряжение железа лишь до  $1000 \text{ kg/cm}^2$ , по предписаниям от 22. IV. 1913 разрешено допускаемое напряжение увеличить до  $1200 \text{ kg/cm}^2$ .

дворами — действительный собственный вес и подвижная погрузка, увеличенная на 100%.

4. В опорах и стойках бетон не должен быть нагружен более, чем до  $\frac{1}{10}$  его прочного сопротивления раздавливанию. При расчете арматуры на продольный изгиб, следует допускать пятерной запас прочности.

5. Скалывающее напряжение в бетоне не должно превосходить  $4,5 \text{ kg/cm}^2$ . Если будет установлено большее напряжение на скалывание, то оно не должно превосходить упомянутого предела больше чем на  $\frac{1}{5}$  его.

6. Напряжение сцепления не должно превосходить напряжения скалывания.

Что касается расчета необходимой площади поперечного сечения балки и арматуры, то данные имеются в § 7, а также в остальной части „Данных для статического расчета“, помещенных в *Handbuch des Tiefbaues*, 4 изд. т. II, стр. 48 в обработанной автором статье: *Brückenbau*

## § 18. Деревянные мосты.

Расчет зависит от устройства главных ферм. В деревянных мостах различают:

- простые балочные мосты, главные фермы которых состоят из простых прогонов;
- усиленные балочные мосты, главные фермы которых состоят из составных прогонов;
- раскосные деревянные мосты;
- шпренгельные и подвесные мосты.

### I. Балочные мосты.

Главные фермы мостов, перечисленных в пунктах а, б и с, есть балочные фермы. Для их расчета необходимо сперва определить внешние силы, невыгоднейшую нагрузку, абсолютно наибольшие, положительные и отрицательные моменты и поперечные силы.

Все, что необходимо сообщить о моментах и поперечных силах, помещено в § 20, куда и направляем читателя.

Особенно важное значение имеет то обстоятельство, является ли данная ферма лежащей на двух опорах, т. е. статически определимой, или проходит она непрерывно по многим опорам и, следовательно, является статически неопределимой. Соответственные расчеты приведены в книге о деревянных мостах.

После того, как для отдельных сечений определены невыгоднейшие нагрузки, наибольшие действующие моменты и поперечные силы, можно переходить к расчету размеров площадей поперечных сечений. При этом нужно рассмотреть все вышеперечисленные типы мостов в отдельности.

#### а) Простые балочные мосты.

Поперечное сечение прогона представляет собою прямоугольник шириной  $b$  и вышиной  $h$ . Если обозначить допускаемое напряжение через  $K$ , то должно иметь место  $h = \sqrt{\frac{6M}{b \cdot K}}$ . В это выражение  $M$  подставляется в  $\text{kg cm}$ ,  $K$  в  $\text{kg/cm}^2$ ,  $b$  в  $\text{cm}$ . Тогда  $h$  получается в  $\text{cm}$ .

Пример. Пусть дано  $M = 240000 \text{ kg cm}$ ,  $K = 60 \text{ kg/cm}^2$  и  $b = 20 \text{ cm}$ . Тогда  $h = \sqrt{\frac{6 \cdot 240000}{20 \cdot 60}} = 34,7 \text{ cm}$ .

При  $b = 24 \text{ cm}$  получаем  $h = 31,7 \text{ cm}$ . Следовательно, для прогона достаточно сечение  $24 \times 32 \text{ cm}$ .

#### б) Усиленные балочные мосты.

а) Усиление достигается расположением нескольких балок одна над другой, которые соединены между собою зубом или шпонками так, что они работают как одно целое. Такие прогоны на-



зывают составными. Внешние силы, моменты и поперечные силы, определяются как обыкновенно. Определение размеров поперечных сечений производится как в случае ферм со сплошной стенкой, следовательно, если балки лежат друг над другом без промежутка, а высота и ширина прогона обозначены через  $h$  и  $b$ , по формуле  $h = \sqrt{\frac{6M}{b \cdot K}}$ . Сле-

дует заметить, что вследствие малой жесткости таких прогонов по сравнению с состоящим из одного целого, допускаемое напряжение  $K$  может составлять лишь  $\frac{2}{3}$  до  $\frac{3}{4}$  от такового для прогона из одного бруса. В этом случае можно допустить для дуба  $K = 45$  до  $52 \text{ kg/cm}^2$ , для хвойных пород  $K = 40$  до  $45 \text{ kg/cm}^2$ . Скалывающие напряжения, появляющиеся в двух (или трех) плоскостях соприкосновения брусьев, воспринимаются зубьями или шпонками. Если друг над другом расположены две балки, то скалывающая сила в плоскости соприкосновения на погонный сантиметр прогона будет

$T = \frac{3 \cdot Q}{2 \cdot h}$ , в случае трех балок, скалывающая сила

в плоскостях соприкосновения будет  $T = \frac{4 \cdot Q}{3 \cdot h}$ . Для

каждого поперечного сечения  $Q$  должно представлять наибольшую из возможных поперечных сил,  $h$  — общую высоту прогона. В случае балки на двух опорах  $Q$  достигает наибольшего значения на опорах и будет  $Q_{0 \max} = (g + p) \frac{l}{2}$ , а по середине про-

лета  $Q_{\frac{l}{2} \max} = \frac{pl}{8}$ . Обыкновенно считаются с  $Q_{0 \max}$

по всей длине прогона. При расчете зубьев и шпонок не нужно принимать во внимание сопротивления срезыванию соединительных болтов, так как их сопротивление ненадежно.

β) Усиление производится подбалкой над средними опорами. Применение подбалок на крайних опорах не имеет смысла и поэтому ошибочно.

Подбалки и прогоны соединяются между собою при помощи зубьев или шпонок. Моменты и поперечные силы определяются тогда по теории неразрезных балок. Поперечные сечения прогонов и подбалок, а также скалывающие усилия  $T$ , действующие между ними, определяются по наибольшим моментам и поперечным силам. Более подробные сведения приводятся в книге о деревянных мостах.

γ) Усиление при помощи подбалок и укосин. Благодаря укосине прогон можно рассматривать как балку с заделанными концами. Вследствие этого применение подбалок и укосин целесообразно и на крайних опорах. Расчет может быть произведен как для балки, заделанной в каждом пролете на обоих опорах, или же как для свободно лежащей балки, пролет которой равняется расстоянию между концами соседних подбалок. Оба способа дают лишь приблизительные решения, которые вполне достаточны для конструктивных соединений из дерева. Подробности и об этих мостах находятся в специальном курсе о деревянных мостах.

### с) Раскосные деревянные мосты.

Расчет ведется по правилам для сквозных ферм. Главный тип раскосных ферм из дерева представляют фермы Гау. Эти фермы состоят из параллельных поясов, одиночных или перекрестных раскосов в панелях, образованных вертикальными стойками. Как известно, такие фермы рассчитываются легко. Основы расчетов приведены в курсе железных мостов. В последнее время стали также

изготавливать деревянные раскосные фермы с одним или двумя криволинейными поясами.

## II. Шпренгельные и подвесные фермы.

Оба перечисленных типа ферм, несмотря на кажущееся различие, находятся в близком родстве по статическому действию в них сил. Этим оправдывается их разбор в одной главе. Для большей ясности рассмотрим здесь два подотдела.

### а) Шпренгельные фермы.

Особенность этих ферм состоит в том, что для перекрытия больших отверстий, для которых обычно-

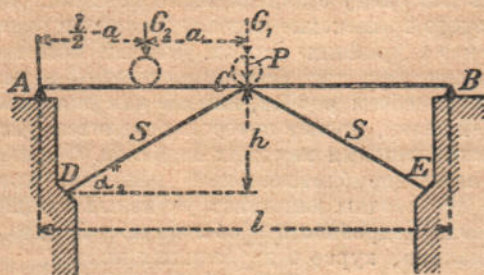


Рис. 21.

венные прогоны являются недостаточно жесткими, средняя точка их поддерживается при помощи шпренгеля. На рис. 21 изображена такая шпренгельная ферма с поддержкой средней точки. Конструкция является статически определимой и простой в смысле расчета. ACB — неразрезная балка. При нагрузке на погонный метр прогона в  $g$  и  $p$  kg наибольший момент в точке C будет:



$$M_c = -\frac{(g+p)\left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = -\frac{(g+p)l^2}{32}.$$

При нагрузке сосредоточенным грузом по большей части является достаточным поставить над средней точкой тяжелый груз и рассматривать его как нагрузку шпренгеля  $DCE$ . Если кроме этого груза на прогоне  $ACB$  может находиться еще один груз, то его влияние на груз  $P$  получится просто, по закону рычага. Если грузы будут  $G_1$  и  $G_2$ , последний в расстоянии  $a$  от  $G_1$ , то получим

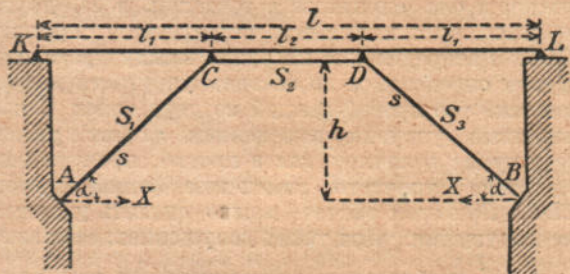


Рис. 22.

$$P = G_1 + G_2 \frac{\left(\frac{l}{2} - a\right)}{\frac{l}{2}}, \text{ следов. } P = G_1 + G_2 - 2G_2 \frac{a}{l}.$$

Усилие подкоса  $S = \frac{P}{2\sin\alpha} = \frac{Ps}{2h}$ . Подвижная нагрузка  $p$  на погонный метр производит давление на шпренгель  $DCE$ , которая по теории неразрезной балки составляет  $\frac{5}{8}pl$ . Отсюда получаем после подстановки

$S_{(g+p)} = -\frac{5}{8} (g+p) \frac{l}{2\sin\alpha} = -\frac{5}{8} (g+p) \frac{ls}{2h}$ , где  $s$  длина подкоса.

Существенно хуже обстоит дело в ригельной ферме (рис. 22). *KCDL* есть неразрезная балка на четырех опорах. Средние опорные точки даются ригелем *ACDB*. Ригель может находиться в состоянии равновесия лишь тогда, если нагрузка обоих его узловых точек *C* и *D* одинакова. Если же их нагрузка не одинакова, то в каждом узле она разлагается на две части. Одна часть воспринимается ригелем и она одинакова в точках *C* и *D*, другая же часть воспринимается неразрезным прогоном *KCDL*. Распределение нагрузки между прогоном и ригелем определится по законам упругости материалов так, что прогиб каждой из двух точек *C* и *D*, вызванный упругим изменением формы ригеля, имеет ту же величину, как и прогиб, происшедший вследствие упругого изменения формы прогона *KCDL*. При этом расчете можно сделать упрощающие допущения. При таких допущениях, если взять  $l_1 = l_2 = \frac{l}{3}$  и обозначить горизонтальную составляющую усилия подкоса через  $X$ , получим следующее:

При равномерно распределенной по всей длине прогона подвижной нагрузке  $p$  на погонный метр

$$\left. \begin{aligned} X_{p_{\max}} &= \frac{p \cdot l}{3 \operatorname{tg} \alpha} = \frac{p \cdot l^2}{9 \cdot h}, \\ S_1 &= -\frac{X}{\cos \alpha} = S_2, \\ S_2 &= -X, \end{aligned} \right\} \begin{aligned} S_1 \cdot p_{\max} &= -\frac{p \cdot l}{3 \sin \alpha} = S_2 \cdot p_{\max}, \\ S_2 \cdot p_{\max} &= -\frac{p \cdot l}{3 \operatorname{tg} \alpha} = -\frac{p \cdot l^2}{9 \cdot h}. \end{aligned}$$

Прогон *KCDL* изгибается в сечении *C* наибольшим положительным моментом тогда, когда нагрузка  $p$  на погонный метр загружает участки *KC* и *CD* до

середины между  $C$  и  $D$ , считая от  $C$ . Эта нагрузка вызывает в сечении  $D$  наибольший отрицательный момент. Получим

$$\left. \begin{aligned} M_C \cdot p_{\max} &= \frac{p \cdot l^2}{72} = \frac{p \cdot l_1^2}{8} \\ M_D \cdot p_{\min} &= -\frac{p \cdot l^2}{72} = -\frac{p \cdot l_1^2}{8} \end{aligned} \right\}$$

Нагрузка всего прогона грузом  $p$  на единицу длины не вызывает изгибающего момента в  $C$  и  $D$ , точно также как загрузка равномерно распределенным по всей ферме собственным весом  $g$  на погонный метр. Сосредоточенный груз  $P$ , стоящий над точкой  $C$ , вызывает в этом сечении момент

$$M = \frac{P \cdot l}{18},$$

а в сечении  $D$

$$M_D = -\frac{P \cdot l}{18}.$$

При значительном числе промежуточных опорных точек, которые могут получиться от применения многоригельных систем, результаты расчета получаются тем менее точными, чем больше число отдельных ригельных систем.

### β) Подвесные мосты.

Если необходимы промежуточные опорные точки для мостовых прогонов, а под мостом не хватает достаточной высоты, чтобы применить шпренгельную систему, то главные фермы устраиваются подвесными, которые лежат рядом с проезжей частью. На них опираются поперечные балки, которые служат прогонам промежуточными опорными точками. Подвесную систему с одной средней поперечной балкой можно получить легко из простой шпренгельной системы (рис. 21) тем, что подкосы  $DC$  и  $CE$  ставят сверху, так что точки  $D$  и  $E$  при-



ходятся на высоте прогона  $ACB$ . Теперь балка должна воспринимать горизонтальные усилия, передаваемые на нее в точках  $A$  и  $B$  от подкосов.

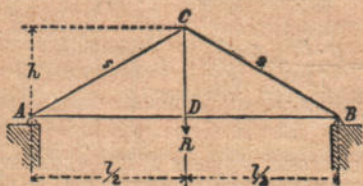


Рис. 23.

Для передачи на подвесную систему нагрузки, передаваемой поперечной балкой в точку  $D$ , должна быть установлена

подвесная стойка  $DC$  (бабка) (рис. 23).

Рассуждая так же, как в пункте  $\alpha$ ), получаем:

$$R_{(g+p)_{\max}} = \frac{5}{8} (g + p) l.$$

Усилие подкоса

$$S = -\frac{R}{2 \sin \alpha} = -\frac{R s}{2 h}.$$

Растягивающее усилие в  $\overline{AB}$ :

$$Z = \frac{R}{2 \operatorname{tg} \alpha} = \frac{R l}{4 h}.$$

В выражения для  $S$  и  $Z$  нужно подставлять наибольшее значение  $R$ . При сосредоточенных грузах согласно рис. 21 получаем

$$R = G_1 + G_2 - 2 G_2 \frac{a}{l} + \frac{5}{8} gl.$$

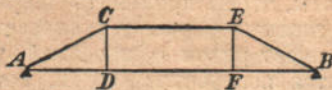


Рис. 24.

Если нужны две поперечные балки, то применяют двойную подвесную систему, по рис. 24. Система такого рода является неу-

стойчивой. В средней панели не хватает по крайней мере одного стержня. Подвесная система по

рис. 24 лишь тогда находится в равновесии, когда обе точки  $D$  и  $F$  нагружены одинаковыми силами. Для неравных нагрузок в средней панели должен быть или установлен дополнительный треугольник  $DGF$  из двух раскосов (рис. 25) или же рама  $CEFD$  должна иметь достаточно жесткие углы. При дополнительном треугольнике  $DGF$  в средней панели, ферма является статически определимой и легко может быть рассчитана по теории сквозных ферм; при отсутствии же треугольника и при введении рамы с жесткими углами, расчет должно производить по теории упругости, что приводит к расчету

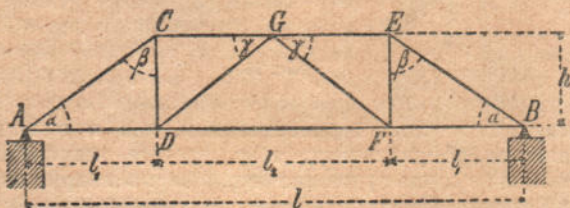


Рис. 25.

подобному расчету ригельной системы (рис. 22). Подробное исследование будет приведено в курсе о деревянных мостах.

## § 19. Железные мосты.

### Общие сведения о фермах.

Статическая определимость ферм по большей части зависит от системы и числа опорных частей. Через посредство их фермы передают силы на устои и быки. Опорные части в свою очередь производят на ферму обратные по направлению давления, на-

зываемые опорными реакциями. Опорные реакции должны находиться в равновесии с силами, действующими на ферму. Опорные части бывают неподвижные, подвижные и жесткие.

Неподвижные опоры (рис. 26). Передвижение конца фермы относительно каменной кладки



Рис. 26.

невозможно как в горизонтальном, так и в вертикальном направлениях, т. е. вообще невозможно. Возможно лишь вращение конца фермы вокруг опорной точки. Поэтому опорная реакция при такой неподвижной опоре заключает две неизвестных  $V$  и  $H$ , которые можно представить себе замененными двумя опорными стержнями согласно рис. 26. Опорная точка в таких неподвижных опорах является шарниром.

Подвижные опоры. Конструкция опоры допускает передвижение конца фермы в одном определенном, по большей части горизонтальном направлении. Поэтому, действующее в этом направлении составляющее усилие опорной реакции должно быть равно нулю. Следовательно при горизонтальной подвижности  $H = 0$ , поэтому опорное давление в этом случае содержит лишь одну неизвестную.

Жесткие опоры не допускают ни передвижения ни вращения опорной точки относительно



кладки. Они встречаются в пятах бесшарнирных арочных мостов, в стойках (рис. 27) и т. п. В таком случае устройства опоры получаются три неизвестных: кроме  $H$  и  $V$  еще момент закрепления опоры  $M_0$ .

Итак, на основании сказанного, подвижная опора обуславливает одну неизвестную, неподвижная — две и жесткая — три неизвестные составляющие опорной реакции.

Балочные фермы. Если в ферме, лежащей на двух опорах, одна из них является подвижной, т. е. если в ней  $H = 0$ , то опорная реакция в этом случае должна быть вертикальной. Но при вертикальной нагрузке тогда и в другой опоре горизонтальная составляющая реакции равна нулю, так как она является единственной действующей на систему горизонтальной силой, которая должна быть равна нулю, для соблюдения условия равновесия. Следовательно и в неподвижной опоре реакция является вертикальной.

Такие фермы называют балочными фермами. На основании сказанного балочной фермой называется такая мостовая ферма, в которой при вертикальной нагрузке появляются лишь вертикальные опорные реакции. Если ферма покоится больше, чем на двух опорах, из которых лишь одна является неподвижной, все же другие обладают горизонтальной подвижностью, то и для этого случая справедливо все сказанное выше, т. е., что все опорные реакции при вертикальной нагрузке будут вер-

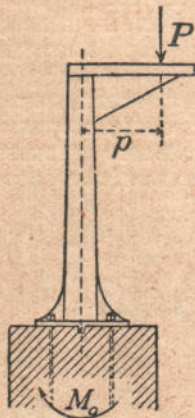


Рис. 27.

тикальны. Такая ферма тоже является балочной. Решающее значение для того, имеем ли мы дело с балочной фермой, имеет система опорных частей, а не форма фермы.

Арочные и висячие фермы. Для обоих типов этих ферм является характерным то, что даже исключительно вертикальная нагрузка вызывает в них опорные реакции, которые отклоняются от вертикального направления. Если горизонтальные составляющие опорных реакций действуют на ферму

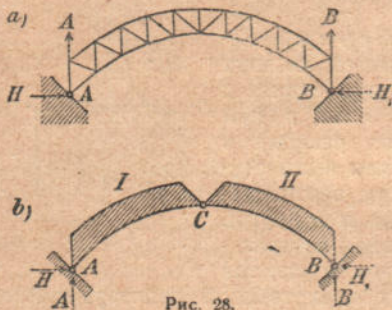


Рис. 28.

по направлению внутрь, т.е. являются сжимающими силами, то ферма является арочной (рис. 28), если же эти горизонтальные составляющие направлены наружу (рис. 29), т.е. являются растягивающими силами, то

ферма является висячей. И здесь для действия сил решающее значение имеет расположение и устройство опор, а не форма фермы.

Фермы со сплошной и сквозной (решетчатой) стенкой. Фермы изготавливаются или со сплошной стенкой или же из отдельных стержней составляют решетки или сквозные фермы. Прокатные балки представляют малые фермы со сплошной стенкой. Они имеют разную высоту и разную формы поперечного сечения. Большие фермы со сплошной стенкой состоят из вертикальной стенки, состоящей из железного листа, и двух поясов — верхнего и нижнего.

Называют их клепанными балками со сплошной стенкой. Сквозные фермы делаются различных типов. Возможность различного расположения стержней неограничена. В сквозных фермах различают пояса и элементы стенки или решетки. Поясами называют всю совокупность ограничивающих стержней и обращающих систему стержней в замкнутую фигуру. Различают и здесь верхний и нижний пояса. В фермах

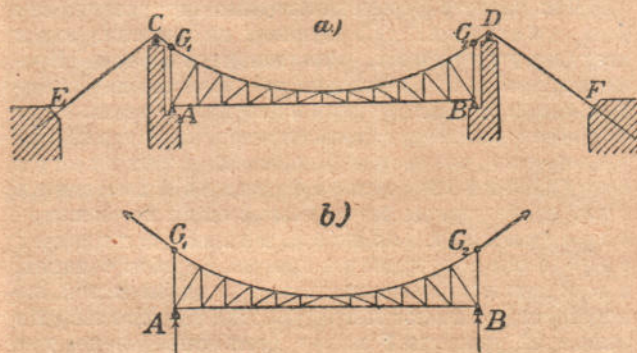


Рис. 29.

с горизонтальными поясами и вертикальными опорными стойками эти последние обыкновенно не причисляются к поясам, но к стержням стенки. Они соединяют пояса друг с другом в одно жесткое конструктивное целое. Вертикальные элементы стенки называются стойками, наклонные же элементы — диагоналями или раскосами. Точки пересечения осей элементов называются узлами.

Статически определяемые и статически неопределимые фермы. Если все внешние, действующие на конструкцию силы, а также все появляющиеся во всех отдельных элементах



внутренние силы или усилия, могут быть определены исключительно из условий равновесия твердого тела, то конструкция является статически определенной; если же одних условий равновесия для определения всех сил недостаточно, вернее, если для определения их приходится рассматривать также и упругую деформацию частей, то конструкция является статически неопределимой.

Для расчета фермы необходимо определение как всех внешних, действующих на нее сил, так и всех внутренних, появляющихся в ферме. Кроме данных, а следовательно уже известных, к внешним силам относятся также и опорные реакции. Если эти последние могут быть определены из условий равновесия, то ферма является статически определенной относительно внешних сил, в противном же случае статически неопределимой относительно внешних сил. Если дело касается плоских ферм, т. е. таких, в которых все элементы лежат в одной и той же плоскости, то имеются три условия равновесия. Из этих трех уравнений может быть определено три неизвестных величины. Следовательно, если число неизвестных при определении опорных реакций не больше трех, то ферма статически определима относительно внешних сил. Балочная ферма, лежащая на одной неподвижной и одной подвижной опоре, дает (см. стр. 115)  $2 + 1 = 3$  неизвестных и, следовательно, является статически определенной. Если число подвижных опор равно 2 при одной неподвижной опоре, то получается  $2 + 1 + 1 = 4$  неизвестных, и конструкция статически неопределима относительно внешних сил. Казалось, можно было бы предположить, что при отсутствии горизонтальных сил, неизвестная  $H$  отпадает и что остаются

только три вертикальных неизвестных  $A$ ,  $B$  и  $C$ , для определения которых достаточно трех условий равновесия. Но такое допущение было бы неправильным, так как допуская  $H=0$ , мы тем самым расходуем одно из условий равновесия и, следовательно, для трех неизвестных  $A$ ,  $B$  и  $C$  остается всего лишь два уравнения равновесия. Балочные фермы с двумя подвижными и с одной неподвижной опорой статически неопределимы относительно внешних сил. Такие фермы называются неразрезными или балками на многих опорах.

Фермы с 2 неподвижными опорами (рис. 28) дают  $2 + 2 = 4$  неизвестных. Так как для определения четырех неизвестных имеется лишь 3 уравнения, то такая ферма тоже является статически неопределимой относительно внешних сил. Но конструкции можно придать такой вид, что для нее возможно написать четвертое уравнение равновесия. Если в каком либо месте устроить шарнир  $C$  (рис. 28b), который действует как неподвижная опора, то тем самым мы заставляем проходить равнодействующую всех сил, действующих с одной стороны шарнира, через его среднюю, математическую точку. Таким образом четвертое уравнение получается из условия, что сумма моментов всех внешних сил, действующих по одну сторону (правую или левую) от шарнира, относительно точки  $C$  равна нулю. Каждый шарнир, введенный согласно предыдущему в конструкцию, дает одно уравнение равновесия. Конструкция изображенная на рис. 28a, называется двухшарнирной аркой, а конструкция рис. 28b — трехшарнирной аркой. Согласно вышесказанному трехшарнирная арка является статически определимой относительно внешних сил.

Консольные фермы; балки Гербера. Введением шарниров является возможным сделать статически определимой относительно внешних сил

конструкцию, лежащую более чем на двух опорах. Пусть на рис. 30  $C$  обозначает неподвижную, а  $A$  и  $B$  — две горизонтально-подвижные опоры. В этом случае число неизвестных будет  $2 + 1 + 1 = 4$ . Недостающее уравнение может быть получено тем, что в каком-либо месте, указанном на рис. 30b, устанавливают шарнир. Для достижения статической определенности при четырех опорах, необходимо ввести два шарнира, чем даются недостающие  $5 - 3 = 2$

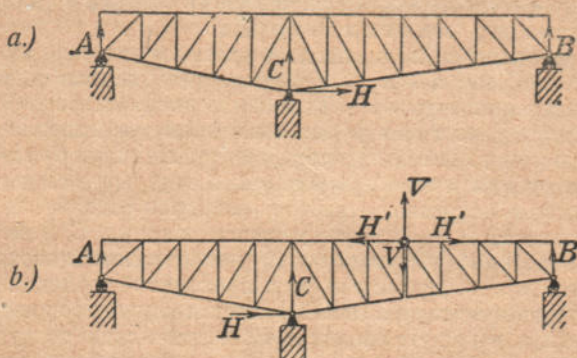


Рис. 30.

уравнения (рис. 31). При этом следует заботиться, чтобы конструкция осталась геометрически определенной. Если оба шарнира будут помещены в средней части (рис. 31b) или же по одному шарниру в каждом боковом пролете (рис. 31c), то это условие выполнено, и ферма является удовлетворительной в конструктивном отношении. Если же оба шарнира поместить в одной и той же боковой части, то конструкция является неустойчивой и, следовательно, неудовлетворительной.

Балочные фермы по рис. 30 и 31 называются по имени их изобретателя фермами Гербера,



а по роду их действия также и консольными.

Статически определимые и неопределимые фермы относительно внутренних сил. Появляющиеся в отдельных элементах фермы внутренние силы или усилия должны быть определены, так как они определяют величину поперечных сечений соответственных элементов фермы. И они определяются из условий равновесия,

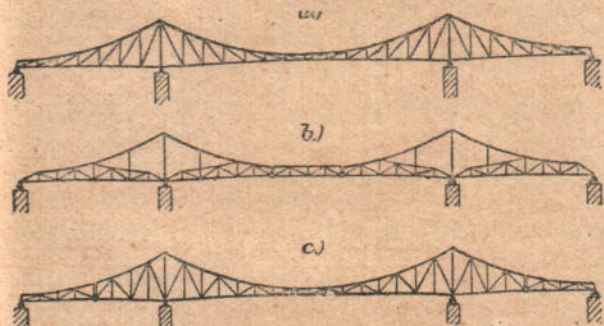


Рис. 31.

так как не только вся ферма, но и любая ее часть должны находиться и оставаться в состоянии равновесия. На такую отдельную часть фермы действуют приложенные к ней внешние силы и внутренние силы в поперечных сечениях тех стержней, которые соединяют эту часть фермы с остальной ее частью. Нужно только представить себе разрез, проведенный в этом месте через ферму, и приложить к разрезанным стержням пока еще неизвестные внутренние силы этих стержней, которые должны находиться в состоянии равновесия с внешними силами, действующими на эту часть. Например, проводя разрез  $I-I$ , определяем усилия стержней  $X$ ,  $Y$  и  $Z$

(рис. 32), как силы, которые должны быть приложены к перерезанным элементам, чтобы отделенная часть фермы находилась под влиянием внешних сил в равновесии. Совершенно при этом безразлично, какую из частей ферм по сторонам разреза  $I-I$  рассматривать. При этом нужно только следить, чтобы,

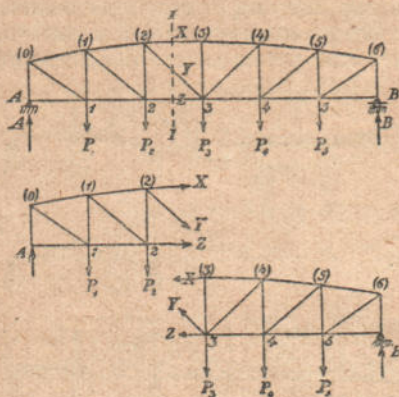


Рис. 32.

если при расчете одной части силы  $X$ ,  $Y$  и  $Z$  действуют, например, от узлов (растяжение), они действовали бы также и в части по другую сторону сечения. То же самое справедливо и в случае сжатия. Для рассматриваемой части плоской фермы общие условия равновесия снова дают три уравнения. Следовательно условий равновесия достаточно, если возможно разрез провести в ферме так, чтобы он встречал не более трех стержней с неизвестными усилиями. Это справедливо для решетчатых или сквозных ферм.

Фермы со сплошными стенками, собственно говоря, всегда статически неопределимы относительно внутренних сил. Ибо усилия, приложенные в сечении  $I-I$ , содержат всегда более, чем три неизвестных, вернее — бесчисленное множество неизвестных, так как число элементарных площадей  $df$  бесконечно велико. Затруднения эти преодолее-

могут быть преодолены, если рассмотреть ферму как систему стержней, соединенных в узлах. В этом случае для каждой части фермы можно составить уравнения равновесия, которые будут зависеть только от сил, действующих в узлах. Таким образом, ферма со сплошными стенками может быть рассмотрена как ферма со стержнями, соединенными в узлах.

ваются известными допущениями относительно закона распределения напряжений по площади поперечного сечения, благодаря которым получают простые способы расчета, при которых число неизвестных не превышает трех. Подробности об этом см. в томе о фермах со сплошной стенкой.

Признаки статической определенности ферм со сквозной (решетчатой) стенкой. На основании сказанного выше условиям статической определенности можно придать математическую форму. При этом считают узлы шарнирами. Это допущение не совсем точно, но оно чрезвычайно упрощает расчет и достаточно в большинстве случаев. В случае надобности возможен более точный расчет. При шарнирных узлах, допускающих вращение без трения, усилия стержней должны совпадать с их осями. Вследствие этого в узле получается столько неизвестных, сколько сходитя в нем стержней. Все сходящиеся в узле усилия и действующие на него внешние силы должны взаимно уравниваться, то есть, так как дело касается плоских ферм, должны удовлетворять двум условиям равновесия. Третье же условие — уравнение моментов — в данном случае отпадает, так как все силы проходят через одну точку. Если ферма обладает  $k$  узлами, из которых каждый дает 2 неизвестных, то число уравнений получается  $2k$ . Столько же может быть и неизвестных. К неизвестным относятся усилия стержней, число которых обозначим через  $s$ , и число неизвестных опорных реакций  $n$ . Тогда должно иметь место равенство:

$$s + n = 2k.$$

При  $f$  неподвижных и  $b$  подвижных опорах, число неизвестных опорных реакций  $n = 2f + b$  (см. стр. 115). Если число неизвестных ( $s + n$ ) меньше числа уравнений ( $2k$ ), то вообще говоря равновесие



невозможно. Равновесие в этом случае имеет место лишь тогда, если удовлетворяются дополнительные условия, число которых равно  $[2k - (s + n)]$ . Но фермы должны находиться в равновесии при всяких обстоятельствах, поэтому та конструкция, в которой  $s + n < 2k$ , неприменима, ибо неустойчива. Если число неизвестных  $s + n$  больше чем число уравнений  $2k$ , то фермы статически неопределимы. Тогда недостающее число  $(2k - s - n)$  уравнений должно быть получено из каких-либо других условий, которым должна удовлетворять ферма. Для этого применимы уравнения, выражающие работу упругой деформации. Такой пример изображен на рис. 28а. Число неизвестных здесь опорных реакций равно четырем, следовательно  $n = 4$ , затем  $k = 22$ ,  $s = 41$ , а  $s + n = 45$ . Так как  $2k = 44$ , то конструкция является статически неопределимой. Для ее расчета не хватает одного уравнения. Если опоры  $A$  и  $B$  сохраняют свое первоначальное положение, то при нагрузке должно иметь место такое изменение формы, чтобы расстояние  $AB$  оставалось неизменным. Это соображение дает возможность составить недостающее уравнение. Это остается справедливым и для случая, когда для увеличения или уменьшения расстояния  $AB$  дан неопределенный предел.

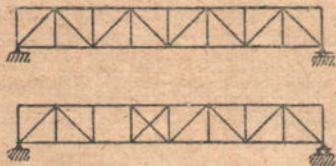


Рис. 33.

Но признака статической определенности

$$s + n = 2k$$

недостаточно. Конструкция должна ему удовлетворять, но этого недостаточно. Конструкция может быть не-

устойчивой даже когда условие  $s + n = 2k$  удовлетворяется. Простой пример этому изображен

на рис. 33. Если в третьей панели верхней фермы удалить диагональ и поставить ее в четвертой панели, в которой уже имеется одна и которая тогда будет иметь две диагонали, то число элементов и узлов останется неизменным (точка пересечения обеих диагоналей не является узлом, и стержни проходят один мимо другого). Попрежнему будем иметь  $k = 18$ ,  $n = 3$ ,  $s = 33$  и, следовательно,  $s + n = 2k$ . Но все же новая ферма является неприменимой: число стержней правильно, но расположение их не верно. Ферма одновременно и неустойчива и статически неопределима. Недостающий стержень третьего поля не может быть заменен лишним, помещенным в четвертом поле. Существует правило, что ферма, имеющая необходимое число стержней (в которой, следовательно,  $s = 2k - n$ ) и являющаяся геометрически определенной, определима и статически. Следовательно, достаточно соблюдение условия геометрической определенности. Простейшей, геометрически определенной плоской фигурой является треугольник. Если к треугольнику прибавить два стержня, встречающихся в одной точке, то и эта новая точка определяется геометрически в плоскости фермы. Конечно, оба стержня должны пересекаться под острым или тупым углом, который достаточно отличается как от  $0^\circ$ , так и от  $180^\circ$ . Конструкцию можно увеличивать дальше, прибавляя таким же образом новые углы. Отсюда следует: ферма является геометрически определенной, если она может быть образована прибавлением к треугольнику новых узлов при помощи двух стержней или же, если путем постепенного удаления одного узла и двух стержней можно притти к конечной фигуре в виде одного треугольника. Сказанное остается справедливым, если конечная или начальная фигура является треугольником, состоящим из двух стержней, опирающихся

на две неподвижных опоры с четырьмя опорными неизвестными. Третью сторону заменяет тогда соединительная линия обоих опорных точек.

Исследование становится более трудным, если ферма состоит из узлов, в которых сходится более, чем два стержня. Тогда исследование ведется по способу заменяющих стержней, описанному в курсе сквозных мостов.

## § 20. Моменты и поперечные силы балочных мостов на двух опорах.

Для расчета мостовых ферм необходимо знание изгибающих моментов и поперечных сил, появляющихся вследствие нагрузки. Изгибающие моменты и поперечные силы от собственного веса и от невыгоднейшей подвижной нагрузки определяются отдельно.

### а) Моменты и поперечные силы от собственного веса.

Собственный вес вводится в расчет как равномерно распределенная по длине моста нагрузка. Собственный вес на один погонный метр ферм обозначен в дальнейшем через  $g$ , пролет балочного моста через  $l$ .

Моменты. Момент от собственного веса для поперечного сечения, отстоящего от левой опоры на расстоянии  $x$ , будет:  $M_g = \frac{g}{2}(lx - x^2) = \frac{g}{2}l^2\left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right)$ .

Вводя сокращенное обозначение  $\omega = \left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right)$ , получим  $M_g = \omega \frac{g}{2}l^2$ .

При

|               |   |         |      |       |      |       |      |       |      |       |     |
|---------------|---|---------|------|-------|------|-------|------|-------|------|-------|-----|
| $\frac{x}{l}$ | 0 | 0,1     | 0,2  | 0,3   | 0,4  | 0,5   | 0,6  | 0,7   | 0,8  | 0,9   | 1,0 |
| $\omega$      | 0 | 0,09    | 0,16 | 0,21  | 0,24 | 0,25  | 0,24 | 0,21  | 0,16 | 0,09  | 0   |
| $M_g$         | 0 | 0,045   | 0,08 | 0,105 | 0,12 | 0,125 | 0,12 | 0,105 | 0,08 | 0,045 | 0   |
|               |   | $g l^2$ |      |       |      |       |      |       |      |       |     |



Например, пусть будет  $g=1000 \text{ kg/m}$ ,  $l=20$  метров, то получим для  $M$ , при

|               |   |       |       |       |       |       |       |       |       |       |     |
|---------------|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|
| $\frac{x}{l}$ | 0 | 0,1   | 0,2   | 0,3   | 0,4   | 0,5   | 0,6   | 0,7   | 0,8   | 0,9   | 1,0 |
| $M_g$         | 0 | 18000 | 32000 | 42000 | 48000 | 50000 | 48000 | 42000 | 32000 | 18000 | 0   |

kgm

Поперечные силы. Для того же поперечного сечения в расстоянии  $x$  от левой опоры имеем:

$$Q_g = \frac{g}{2} (l - 2x) = \frac{gl}{2} \left(1 - \frac{2x}{l}\right) = \frac{g \cdot l}{2} \mu$$

$$\mu = 1 - \frac{2x}{l}$$

При

|               |     |     |     |     |     |     |      |      |      |      |      |
|---------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|
| $\frac{x}{l}$ | 0   | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6  | 0,7  | 0,8  | 0,9  | 1,0  |
| $\mu$         | 1   | 0,8 | 0,6 | 0,4 | 0,2 | 0   | -0,2 | -0,4 | -0,6 | -0,8 | -1,0 |
| $Q_g$         | 0,5 | 0,4 | 0,3 | 0,2 | 0,1 | 0   | -0,1 | -0,2 | -0,3 | -0,4 | -0,5 |

gl.

При  $g=1000 \text{ kg/m}$  и  $l=20$  метрам получаются следующие значения:

|               |       |      |      |      |      |     |       |       |       |       |        |
|---------------|-------|------|------|------|------|-----|-------|-------|-------|-------|--------|
| $\frac{x}{l}$ | 0     | 0,1  | 0,2  | 0,3  | 0,4  | 0,5 | 0,6   | 0,7   | 0,8   | 0,9   | 1,0    |
| $Q_g$         | 10000 | 8000 | 6000 | 4000 | 2000 | 0   | -2000 | -4000 | -6000 | -8000 | -10000 |

kg

## б) Наибольшие моменты и поперечные силы от подвижной нагрузки.

### а) Железнодорожные мосты.

Моменты. Наибольшие изгибающие моменты  $M_{p\max}$  от нормального поезда прусских дорог вычислены в Министерстве общественных работ и объявлены к применению приказом от 1 мая 1903 г.<sup>1)</sup> Из этого приказа позаимствованы нижеследующие таблицы. Для пояснения заметим, что в таблице I значения  $M_{\max}$  обозначают наибольшие моменты в середине фермы для пролетов от 1 метра до 150 метров в тонно-метрах для одного пути. Значения для внутренних пролетов могут быть опре-

<sup>1)</sup> Zentralbl. d. Bauverw. 1903, стр. 301 и след.

деляемы при помощи интерполяции (по линейному закону). Легко определяемые значения  $p = \frac{8 M_{p \max}}{l^2}$

дают величины равномерно распределенной по всей

Таблица I. Наибольшие изгибающие моменты  $M_{p \max}$  от подвижной нагрузки.

| $l$ | $M_{p \max}$ | $p$   | $l$ | $M_{p \max}$ | $p$  | $l$ | $M_{p \max}$ | $p$   |
|-----|--------------|-------|-----|--------------|------|-----|--------------|-------|
| m   | mt           | t     | m   | mt           | t    | m   | mt           | t     |
| 1,0 | 5,00         | 40    | 15  | 243,9        | 8,67 | 60  | 2900         | 6,44  |
| 1,2 | 6,00         | 33    | 16  | 270,0        | 8,44 | 62  | 3063         | 6,37  |
| 1,4 | 7,00         | 28,5  | 17  | 297,8        | 8,2  | 64  | 3232         | 6,31  |
| 1,6 | 8,00         | 25,0  | 18  | 327,0        | 8,1  | 66  | 3402         | 6,24  |
| 1,8 | 9,00         | 22,2  | 19  | 359,8        | 8    | 68  | 3575         | 6,18  |
| 2,0 | 10,00        | 20    | 20  | 394,0        | 7,9  | 70  | 3751         | 6,12  |
| 2,2 | 11,00        | 18,1  | 22  | 469,0        | 7,7  | 72  | 3927         | 6,06  |
| 2,4 | 12,00        | 16,7  | 24  | 550,5        | 7,6  | 74  | 4109         | 6     |
| 2,6 | 13,16        | 15,56 | 26  | 632,0        | 7,48 | 76  | 4295         | 5,95  |
| 2,8 | 15,01        | 15,31 | 28  | 728,2        | 7,43 | 78  | 4484         | 5,89  |
| 3,0 | 16,88        | 15    | 30  | 832,3        | 7,4  | 80  | 4674         | 5,84  |
| 3,2 | 18,76        | 14,6  | 32  | 939,2        | 7,33 | 82  | 4868         | 5,8   |
| 3,5 | 21,61        | 14,1  | 34  | 1050         | 7,27 | 84  | 5063         | 5,74  |
| 4,0 | 28,50        | 14,25 | 36  | 1165         | 7,19 | 86  | 5263         | 5,69  |
| 4,5 | 35,63        | 14    | 38  | 1286         | 7,12 | 88  | 5464         | 5,64  |
| 5,0 | 42,75        | 13,7  | 40  | 1416         | 7,08 | 90  | 5669         | 5,6   |
| 6   | 57,00        | 12,5  | 42  | 1552         | 7,04 | 92  | 5876         | 5,55  |
| 7   | 73,45        | 12    | 44  | 1689         | 6,98 | 94  | 6089         | 5,51  |
| 8   | 93,50        | 11,7  | 46  | 1832         | 6,92 | 96  | 6303         | 5,47  |
| 9   | 114,7        | 11,3  | 48  | 1976         | 6,86 | 98  | 6520         | 5,44  |
| 10  | 135,9        | 10,87 | 50  | 2123         | 6,72 | 100 | 6740         | 5,4   |
| 11  | 157,1        | 10,4  | 52  | 2273         | 6,72 | 110 | 7918         | 5,24  |
| 12  | 178,4        | 9,9   | 54  | 2423         | 6,65 | 120 | 9176         | 5,097 |
| 13  | 199,7        | 9,4   | 56  | 2577         | 6,57 | 130 | 10520        | 4,98  |
| 14  | 221,0        | 9     | 58  | 2737         | 6,5  | 140 | 11965        | 4,88  |
| 15  | 243,9        | 8,67  | 60  | 2900         | 6,44 | 150 | 13510        | 4,8   |

длине пролетного строения нагрузки на погонный метр, которая вызывает в середине пролета такой же момент  $M_{p\max}$ , как принятый нормальный поезд.

Для определения значений  $M_p$  в других местах пролетного строения составлена таблица II (стр. 130).

В ней вычислено для различных значений  $\frac{x}{l}$ , следовательно для различных точек пролетного строения, отношение действующего здесь момента к  $M_{p\max}$  в середине пролета. После того, как из первой таблицы определены значения для  $M_{p\max}$ , остальные значения моментов получаются из таблицы II просто.

**Пример.** Пусть пролет фермы  $l = 40$  метров и ферма имеет 10 панелей по 4 метра длиной. Обозначим узлы на поясах через  $A, 1, 2, 3, \dots, 9, B$ . Тогда из первой таблицы при  $l = 40$  м.  $M_{p\max} = 1416$  tm на один путь.

Из второй таблицы следует:

|                           |       |       |       |       |      |       |       |       |       |    |
|---------------------------|-------|-------|-------|-------|------|-------|-------|-------|-------|----|
| Для точки                 | 1     | 2     | 3     | 4     | 5    | 6     | 7     | 8     | 9     |    |
| $x =$                     | 4,0   | 8     | 12    | 16    | 20   | 24    | 28    | 32    | 36    | m  |
| $\frac{x}{l} =$           | 0,1   | 0,2   | 0,3   | 0,4   | 0,5  | 0,6   | 0,7   | 0,8   | 0,9   |    |
| $\frac{M_x}{M_{p\max}} =$ | 0,403 | 0,703 | 0,899 | 0,992 | 1,0  | 0,992 | 0,899 | 0,703 | 0,403 |    |
| $M_x =$                   | 571   | 995   | 1263  | 1405  | 1416 | 1405  | 1263  | 995   | 571   | mt |

В узлах симметрично расположенных относительно середины, 1 и 9, 2 и 8 и т. д. моменты имеют одинаковые значения. При однопутном мосте с двумя главными фермами на каждую из последних приходится половина вычисленной величины момента.

**Поперечные силы.** Поперечная сила  $Q_p$  от подвижной нагрузки достигает для какого-либо сечения ее положительного или отрицательного наибольшего значения, если нагрузка находится только на правой или левой части фермы от рассматриваемого сечения. Обыкновенно для достижения наи-



большого положительного или отрицательного значения  $Q_p$ , первый груз должен находиться непосредственно справа или слева от рассматриваемого поперечного сечения.

Таблица II. Невыгоднейшие моменты от подвижной нагрузки в расстоянии  $x$  от опоры.

| $x$  | $M_x$      | $\Delta \frac{M_x}{M_{\max}}$ | $x$  | $M_x$      | $\Delta \frac{M_x}{M_{\max}}$ | $x$  | $M_x$      | $\Delta \frac{M_x}{M_{\max}}$ |
|------|------------|-------------------------------|------|------------|-------------------------------|------|------------|-------------------------------|
| $l$  | $M_{\max}$ | $\Delta \frac{x}{l}$          | $l$  | $M_{\max}$ | $\Delta \frac{x}{l}$          | $l$  | $M_{\max}$ | $\Delta \frac{x}{l}$          |
| 0,00 | 0,0        | 4,45                          | 0,20 | 0,703      | 2,35                          | 0,40 | 0,992      | 0,30                          |
| 0,02 | 0,089      | 4,25                          | 0,22 | 0,750      | 2,15                          | 0,42 | 0,998      | 0,10                          |
| 0,04 | 0,174      | 4,00                          | 0,24 | 0,793      | 2,00                          | 0,44 | 1,0        | 0                             |
| 0,06 | 0,254      | 3,85                          | 0,26 | 0,833      | 1,75                          | 0,46 | 1,0        |                               |
| 0,08 | 0,331      | 3,60                          | 0,28 | 0,868      | 1,55                          | 0,48 | 1,0        |                               |
| 0,10 | 0,403      | 3,40                          | 0,30 | 0,899      | 1,35                          | 0,50 | 1,0        |                               |
| 0,12 | 0,471      | 3,20                          | 0,32 | 0,926      | 1,10                          |      |            |                               |
| 0,14 | 0,535      | 3,00                          | 0,34 | 0,948      | 0,95                          |      |            |                               |
| 0,16 | 0,595      | 2,80                          | 0,36 | 0,967      | 0,70                          |      |            |                               |
| 0,18 | 0,651      | 2,60                          | 0,38 | 0,981      | 0,55                          |      |            |                               |
| 0,20 | 0,703      |                               | 0,40 | 0,992      |                               |      |            |                               |

Для точки  $m$  в расстоянии  $x$  от левой опоры  $A$  наибольшее значение  $Q_{p \max}$  получается при положении, показанном на рис. 34, при котором первый груз устанавливается точно над  $m$ . Тогда получаем:

$$Q_x = A \text{ и } Q_x \cdot l = P_1 (c_1 + b_n) + P_2 (c_2 + b_n) + \dots$$

$$Q_x l = \Sigma (P \cdot c) + b_n \Sigma (P) = \Sigma (P \cdot c) + (b_1 - c_1) \Sigma (P) \dots$$

Для расчета наибольшей поперечной силы в тоннах на 1 путь, вызываемой подвижной нагрузкой в поперечном сечении  $m$  моста, пролетом  $l$ , предписаны прусскими распоряжениями по сооружению мостов числовые таблицы, помещенные на стр. 132.

Длина  $c_1$  совпадает в общем с длиной нагрузки  $b_1$ ; где это не имеет места, соответственные значения  $c_1$  приведены в скобках (таблица III).

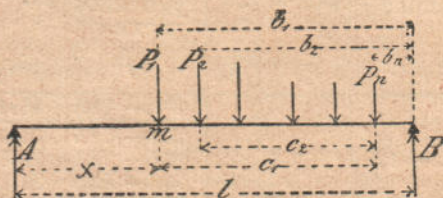


Рис. 34.

В сквозных фермах подвижная нагрузка передается на узлы ферм через посредство поперечных балок. Тогда на протяжении между двумя узлами поперечная сила остается в такой панели неизменной. Решающее значение для поперечной силы в панели имеет поперечное сечение у узла панели, лежащего справа или слева в данной панели. То положение поезда, при котором первый груз лежит над рассматриваемым узлом, называется основным положением для рассматриваемой панели. Наибольшее значение поперечной силы наступает не при основном положении, и не тогда, когда первый груз находится в пределах панели, а над узлом устанавливается второй груз. В зависимости от обстоятельств может наступить максимум при положении над узлом третьего или следующего груза.

Покажем на примере применение таблицы III. Пусть пролет фермы составляет  $l = 40$  метров, число панелей 10, длиной  $\lambda = 4$  метра. Невыгоднейшие положения нагрузки для отдельных панелей показаны схематически на рис. 35, т. е. для панели 5,

Таблица III. Для расчета наибольших поперечных сил от подвижной нагрузки.

| Длина за-<br>груженной<br>части $b_1$ |           | $\Sigma(P \cdot c)$ | $\Sigma P$ | Длина за-<br>груженной<br>части $b_1$ |  | $\Sigma(P \cdot c)$ | $\Sigma P$ |
|---------------------------------------|-----------|---------------------|------------|---------------------------------------|--|---------------------|------------|
| m                                     |           | mt                  | t          | m                                     |  | mt                  | t          |
|                                       |           |                     |            | 70,5—73,5                             |  | 16848               | 417        |
|                                       |           |                     |            | 73,5—76,5                             |  | 18099               | 430        |
| 0,0                                   | — 1,5     | 0,0                 | 20         | 76,5—79,5                             |  | 19389               | 443        |
| 1,5                                   | — 3,26    | 30                  | 40         | 79,5—82,5                             |  | 20718               | 456        |
| 3,26 (3)                              | — 5,1     | 85,5                | 57         | 82,5—85,5                             |  | 22086               | 469        |
| 5,1 (4,5)                             | — 7,15    | 162                 | 72         | 85,5—88,5                             |  | 23493               | 482        |
| 7,15 (6)                              | — 10,5    | 255                 | 85         | 88,5—91,5                             |  | 24939               | 495        |
| 10,5                                  | — 12      | 637,5               | 98         | 91,5—94,5                             |  | 26424               | 508        |
| 12                                    | — 13,5    | 784,5               | 111        | 94,5—97,5                             |  | 27948               | 521        |
| 13,5                                  | — 16,5    | 951,0               | 124        | 97,5—100,5                            |  | 29511               | 534        |
| 16,5                                  | — 19,5    | 1323,0              | 137        | 100,5—103,5                           |  | 31113               | 547        |
|                                       | 19,5—21   | 1734,0              | 150        | 103,5—106,5                           |  | 32754               | 560        |
|                                       | 21—22,5   | 1957,5              | 175        | 106,5—109,5                           |  | 34434               | 573        |
|                                       | 22,5—24   | 2220,0              | 192        | 109,5—112,5                           |  | 36153               | 586        |
|                                       | 24—28,5   | 2508,0              | 209        | 112,5—115,5                           |  | 37911               | 599        |
|                                       | 28,5—30   | 3448,5              | 222        | 115,5—118,5                           |  | 39708               | 612        |
|                                       | 30—31,5   | 3781,5              | 235        | 118,5—121,5                           |  | 41544               | 625        |
|                                       | 31,5—34,5 | 4134                | 248        | 121,5—124,5                           |  | 43419               | 638        |
|                                       | 34,5—37,5 | 4878                | 261        | 124,5—127,5                           |  | 45333               | 651        |
|                                       | 37,5—40,5 | 5661                | 274        | 127,5—130,5                           |  | 47286               | 664        |
|                                       | 40,5—43,5 | 6483                | 287        | 130,5—133,5                           |  | 49278               | 677        |
|                                       | 43,5—46,5 | 7344                | 300        | 133,5—136,5                           |  | 51309               | 690        |
|                                       | 46,5—49,5 | 8244                | 313        | 136,5—139,5                           |  | 53379               | 703        |
|                                       | 49,5—52,5 | 9183                | 326        | 139,5—142,5                           |  | 55488               | 716        |
|                                       | 52,5—55,5 | 10161               | 339        |                                       |  |                     |            |
|                                       | 55,5—58,5 | 11178               | 352        |                                       |  |                     |            |
|                                       | 58,5—61,5 | 12234               | 365        |                                       |  |                     |            |
|                                       | 61,5—64,5 | 13329               | 378        |                                       |  |                     |            |
|                                       | 64,5—67,5 | 14463               | 391        |                                       |  |                     |            |
|                                       | 67,5—70,5 | 15636               | 404        |                                       |  |                     |            |
|                                       | 70,5—73,5 | 16848               | 417        |                                       |  |                     |            |



6, 7, 8, 9 первый груз должен находиться в правом узле рассматриваемой панели. Тогда для пятой панели получаем  $b_1 = 20$  метров. Из нормального поезда прусских правительственных дорог получается, что последний находящийся на ферме груз находится от первого в расстоянии 19,5 метра и следовательно  $b_1 - c_1 = 0,5$  метра и из равенства полученного для  $Q_x l = \Sigma (P \cdot c) + (b_1 - c_1) \Sigma (P)$ . Из таблицы III для значений  $b_1$  от 19,5 до 21 метра  $\Sigma (P \cdot c) = 1734$  mt,  $\Sigma P = 150$  t, следовательно

$$Q_x \cdot 40 = 1734 + 0,5 \cdot 150 = 1809;$$

$$Q_x = 45,22 \text{ t.}$$

Для шестой панели  $x = 24$  метрам,  $b_1 = 16$  метрам,  $c_1 = 13,5$  метра,  $(b_1 - c_1) = 2,5$  метра.

Для нагрузки длиной 16 метров получаем из таблицы, что  $\Sigma (P \cdot c) = 951$  mt,  $\Sigma P = 124$  t, следовательно

$$Q_x \cdot 40 = 951 + 124 \cdot 2,5; \quad Q_x = 31,5 \text{ t.}$$

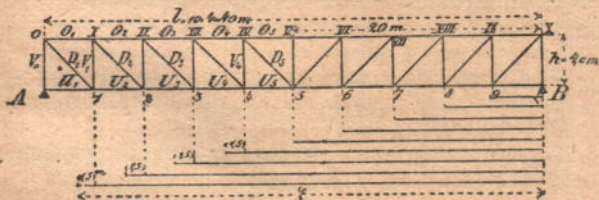


Рис. 35.

Таким же образом поступаем и для других панелей.

β) Мосты под проезжую дорогу. Для данной цели является достаточным ввести в расчет равномерно распределенную нагрузку  $p$  на погонный метр длины фермы. Тогда наибольший момент для поперечного сечения, отстоящего от опоры в расстоянии  $x$ , будет:

$$M_{px} = \frac{p}{2} (l \cdot x - x^2) = \frac{p \cdot l^2}{2} \left( \frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2} \right) = \frac{p \cdot l^2}{2} \omega.$$

Следовательно, может быть применяема таблица, приведенная на стр. 126 для собственного веса.

Поперечная сила для сечения, отстоящего от опоры в расстоянии  $x$ , получает наибольшее положительное или отрицательное значение, если загружается только та часть фермы, которая лежит справа или слева от рассматриваемого сечения. Тогда мы получаем, что

$$Q_{p \max} = \frac{p}{2l} (l - x)^2.$$

Для сквозных ферм с нагрузкой только в узловых точках (по рис 35) более точно

$$Q_{p \max} = \frac{p (l - x - \lambda)^2}{2 (l - \lambda)},$$

где  $x$  обозначает расстояние от опоры  $A$  до узловой точки, лежащей с левой стороны рассматриваемой панели.

## Г. Проезжая часть и устройство в поперечном сечении.

### § 21. Проезжая часть железных железнодорожных мостов.

Проезжая часть мостов состоит из рельсового пути на балластном слое или без него. В старых мостах, а также и в настоящее время при больших мостах путь укладывается на мостах без балластного слоя. В настоящее же время укладка пути на балластном слое получила большое распространение только в мостах малых и средних пролетов. Устройство проезжей части без балластного слоя имеет преимущество большой легкости. Вес рельс, деревянных поперечин и досчатого настила можно считать равным 680—750 kg на погонный метр пути.

Но с этим устройством связаны существенные недостатки: толчки при проходе поездов передаются на фермы не смягченными, досчатый настил на деревянных поперечинах представляет опасность в пожарном отношении, необходимы постоянные работы у опор и сопряжений с кладкой вследствие угона рельс; шум при проходе поездов по мосту весьма неприятен, особенно в городах. Все эти недостатки или совершенно устраняются или ослабляются при устройстве проезжей части на балластном слое. Не нужно опасаться даже провала колес в случае возможного схода. В конце концов возможно даже укладывать по мосту в случае надобности стрелки и пересечения. Внутри же больших городов особое значение имеет ослабление шума при проходе поездов.

Проезжая часть мостов без балластного слоя. Если является необходимым получить возможно малую строительную высоту, то не применяют поперечин и укладывают рельсы непосредственно на балках проезжей части. Необходимый наклон рельса (в 1:16 до 1:20) с вертикалью достигается при помощи наклонных подкладок. Такую конструкцию следует применять только в случае крайней надобности, так как она имеет те большие недостатки, что шум при проходе поездов очень силен, толчки передаются непосредственно на фермы, соединение рельс и ферм трудно хорошо выполнить и оно постоянно расстраивается.

Более удовлетворительна такая конструкция на поперечинах. Поперечины делаются из дерева и железа. Деревянные поперечины лучше всего делать из дуба, но можно брать сосну, лиственницу, ель, бук. Мягкие породы следует пропитывать противогнилостными средствами, дубовые же поперечины смазывать перед употреблением карболинеумом и т. п. Для достижения хорошей



площади соприкосновения с балками ширину поперечин часто делают больше высоты их. Хороши при деревянных поперечинах следующие размеры:  $\frac{25 \text{ см}}{18 \text{ см}}$ ,  $\frac{21 \text{ см}}{25 \text{ см}}$ ,  $\frac{22 \text{ см}}{27 \text{ см}}$ . Верхние размеры дают ширину сечения поперечины, нижние же — высоту его. Расстояние между осями поперечин составляет 0,5 до 0,7 метра. Стыковые поперечины, при устройстве стыка на весу, имеют расстояние между осями от 0,5 до 0,6 метра.

Железные поперечины делаются из настильного железа или прокатных балок соответственного профиля. Их преимущества перед деревянными состоят в меньшем весе, особенно по сравнению с дубовыми, и безопасности в пожарном отношении. Недостатки же состоят в большем шуме и в том, что при проходе поездов толчки передаются на фермы менее ослабленными, чем при деревянных поперечинах.

Железная поперечина длиной 4,5 метра весит 88 до 100 kg, дубовая же — 150 kg, сосновая 100 kg при той же длине и поперечных размерах средней величины. Высота железной поперечины составляет 7,5 см до 11 см, тогда как деревянная требует от 20 до 25 см. Экономия высоты от 12 до 18 см может иметь тогда большое значение. Продольные подрельсовые лежни из дерева или железа почти уже вышли из употребления.

Проезжая часть мостов на балластном слое. Это самая совершенная; но и самая дорогая проезжая часть железнодорожных мостов. Рельсовый путь поддерживается конструкцией продольных и поперечных балок, перекрытых сводчатым листовым железом или же настильным железом Зоре.

Устройство проезжей части из сводчатых листов. Необходимые данные об этих

листах приведены на стр. 40. Если свод обращен кверху, то железо называют стоячим, если же он обращен книзу, то — висячим. Последние предпочтительнее вследствие более совершенного отвода воды; для этого в них делают в самом низком месте отверстие в 25 до 40 мм. Толщина балластного слоя из чистого крупного гравия от верха балок проезжей части до подошвы шпал должна составлять не меньше 15 см, лучше 20 см.

Отвод воды от пролетного строения производится или отводом таковой от каждого листа или, что лучше, дождевые воды отводятся к береговым устоям. При отводе от каждого листа, в самом пониженном его месте, устраивается отверстие в 25 до 40 мм, к которому привинчивается или припаивается железная или цинковая трубка, длиной в 35 до 45 мм. Поверх отверстия трубки помещают железные сита, защитные колпаки с прорезями для стока воды, каменные плиты, клинкер и поверх их насыпку из щебня во избежание засорения. Швы следует заделывать асфальтовой или какой-либо другой замазкой. Вода из этих трубок собирается подвешенными продольными и поперечными желобами, ширина которых составляет не менее 8, а глубина не менее 6 см, к устоям и отводится от них водосточными трубами. Уклон поперечных желобов составляет не менее 1:50, а продольных желобов не менее 1:100. На рисунке 36 изображено патентованное приспособление для отвода воды фирмы Jucho в Дортмунде. Спускная трубка продолжается кверху, снабжена там некоторым числом отверстий, сквозь которые может стекать вода. Верхний тонкий конец проходит сквозь предохранительный колпак, снабжен нарезкой и крепко притягивается гайкой. Рис. 37 изображает аналогичное устройство фирмы Klöppe в Дортмунде. Предохранительный колпак и спускная трубка соединяются

муфтой. При неплотности, при таком устройстве не требуется уборки балласта и плотность восстанавливается простым подтягиванием муфты. Точно также при очистке предохранительного колпака не

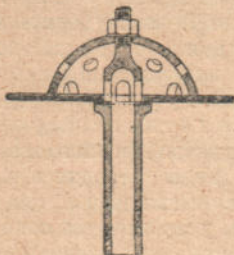


Рис. 36.

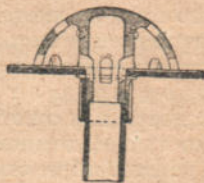


Рис. 37.

требуется разгребания балласта, а достаточно отвинтить спускную трубку.

При малых сооружениях и наличии достаточных уклонов описанный ниже отвод через устои предпочтительнее отводу от каждого отдельного листа. На сводчатые мосты наносится асфальт или цементный бетон на толщину в 7 см над самыми высокими местами настила проезжей части. Бетон покрывается асфальтированным войлоком или же таковым с прокладкой свинца (тектолитом) и т. п. Во избежание повреждения этого слоя киркой или ломом, его покрывают предохранительным слоем, например, сухой кладки из твердо обожженного кирпича. Толщина балластного слоя в самом тонком месте, включая предохранительный слой, до подошвы поперечин должна составлять по возможности не менее 20 см, в крайнем случае — 15 см. Атмосферные осадки отводятся или к одному продольному желобу, лежащему на продольной оси



моста, или к двум продольным желобам, лежащим справа и слева, причем самая повышенная точка этих желобов лежит по середине пролета. Уклон к устоям следует делать, по возможности, большим в 1:20 до 1:50, ни в коем случае не менее 1:80. При малой конструктивной высоте можно применять железные поперечины и тем выиграть 12 до 15 см высоты.

Сопряжение с устоем делается из продольно-подвижного железного листа толщиной 10 до 15 мм, который перекрывает зазор между последней поперечной балкой и лобовой стенкой устоя.

Проезжая часть из настильного железа. Проезжая часть состоит из уложенного друг возле друга настильного железа, которое забетонировано по меньшей мере до верху. Поверхность бетона покрывается асфальтированным войлоком или тому подобным веществом, и вода отводится с нее точно таким же образом, как описано выше. Настильное железо укладывается или поперек моста на главные фермы или на продольные балки, или же вдоль моста, на близко друг от друга расположенные поперечные балки.

## § 22. Проезжая часть мостов под обыкновенную дорогу.

Проезжая часть мостов под обыкновенную дорогу состоит из одежды, проезжей части и нижнего настила проезжей части. Одеждой проезжей части является та ее часть, по которой движутся колеса, нижним же настилом — несущая часть проезжей части. Одежда зависит, главным образом, от условий движения, причем решающее значение имеет долговечность ее и малые расходы на содержание в исправности, при нижнем же настиле — его жесткость. В малых мостах с небольшим движением одежда и

нижний настил могут быть соединены в одну конструктивную часть. В этом случае одиночный досчатый настил служит для проезда подвод и для несения нагрузки. Обыкновенно же, что является более целесообразным, проезжая часть состоит из обеих этих частей.

Двойной досчатый настил. Верхний слой, более тонкий, от 6 до 8 см, является одеждой, нижний слой, смотря по расчету от 10 до 15 см толщиной — есть поддерживающая, несущая часть. Оба настила укладываются поперек моста и прикрепляются к поддерживающим балкам. Если между главными фермами и настилом имеются деревянные балки, то настил пришивается к ним гвоздями. К железным продольным балкам нижний настил прикрепляется при помощи захватывающих болтов с потайными гайками. Крючкообразные головки болтов захватывают за полку прокатной балки. Верхний настил делается из дубовых, буковых досок или же из досок из мягких древесных пород. При сколько-нибудь значительном движении сосновые доски быстро изнашиваются, становятся шершавыми и расекаются. На мостах с оживленным движением хорошо держатся буковые доски, они мало изнашиваются подводами, но легко раскалываются и коробятся, а равно весьма чувствительны к попеременному смачиванию и высыханию; при дожде и иное они становятся такими скользкими, что езда по мосту становится опасной уже при весьма малых под'емах. Нижний несущий настил целесообразно устраивать из хорошо сопротивляющихся и жестких древесных пород, т. е. из дуба и сосны.

Щебеночный слой, мостовая и асфальт на металлической проезжей части и бетоне. При одежде из щебня, торцовой или каменной мостовой и из асфальта, нижний настил проезжей части лишь в исключительных слу-

чаях устраивается из деревянных досок, обыкновенно же из металла или железобетона. Данные о железном нижнем настиле имеются в брошюре о мостах под железную дорогу. Как здесь, так и там, применяется досчатое листовое железо и настильное железо, кроме того, при мостах под проезжую дорогу применяется и высокое волнистое железо. Заполнение производится цементным бетоном на толщину в 6 до 8 см над самой высокой точкой сводчатых листов или настильного железа, поверх этого слоя настилается водонепроницаемый слой асфальтированного войлока, и тогда щебень с поперечным уклоном при возможности в 1:30 до 1:50. Толщина слоя щебня составляет в среднем 15 см, по середине же моста не менее 18 см. Каменная мостовая весьма тяжела, поэтому ее применяют редко, делают толщиной в 12 см и укладывают ее над бетонным слоем на слое крупного песка, толщиной по крайней мере в 2 см. Поперечный уклон в 1:30 до 1:40.

Торцовая мостовая легче и ее не делают тоньше 12 см. Деревянные кубики устанавливают так, что волокна дерева располагаются вертикально. Ширина их не меньше 8 см, длина 15 до 20 см. Торцы устанавливаются на гладком бетонном слое с зазорами в 3 до 8 мм. Зазоры заливаются смесью дегтя и смолы на высоту в 1 до 2 см, остальная же высота зазоров заливается цементом или асфальтом. Недостаток торцовой мостовой состоит в короблении и выпучивании вследствие изменения размеров при изменении температуры воздуха и вследствие атмосферных осадков. Коробление уменьшают пропиткой торцов (карболовой кислотой, хлористым цинком и друг.) и тем, что с каждой стороны моста, между бортовым брусом и торцовой мостовой, устраивают зазор, наполняемый эластичным материалом (глиной). Затем мостовую посыпают слоем крупного песка, который вдавливаются подводами в



дерево, делает верхний слой мостовой твердым и ослабляет невыгодное действие органических отбросов животных. Поперечные уклоны в 1:30 до 1:50.

Асфальт применяется для одежды проезжей части слоем толщиной от 4 до 8 см, причем она трамбуется горячими трамбовками непосредственно на нижнем бетонном слое. Применять его возможно лишь при незначительных продольных уклонах моста, которые не должны превосходить 1:80.

Железобетонные конструкции часто применяются в последнее время для устройства проезжей части. Снабженные арматурой бетонные

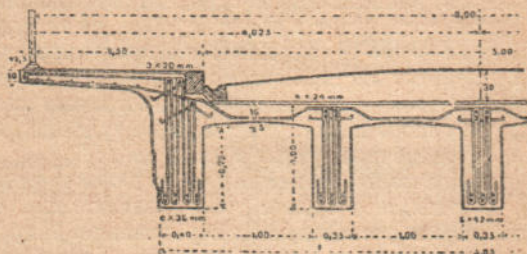


Рис. 38.

плиты укладываются или на главные фермы и поперечные балки или же между ними. При этом можно применять различные из употребительных систем (Монье, Кенеша, Вутена, Клетша и др.). Является весьма целесообразным устроить из железобетона как главные фермы, так и поперечные балки, и соединить их по верху железобетонной плитой, предназначенной как для проезжей части, так и для тротуаров, в одно целое пролетное строение — в так называемую ребристую плиту. На рисунке 38<sup>1)</sup> изображено такое устройство.

<sup>1)</sup> Кристоф. Железобетон и его применение. Berlin, 1903, Industriezeitung, S. 161.

### § 23. Пешеходная часть мостов под железную и обыкновенную дорогу.

В пешеходной части точно также можно отличать одежду и нижний настил. Если движение пешеходов происходит непосредственно по нижнему настилу, то значит тогда обе части соединены в одну.

Простейшее устройство состоит из досчатого настила, который может быть уложен вдоль или поперек моста. Толщина его 5 до 10 см в зависимости от величины пролета досок. Нагрузку на погонный метр досок можно принять в 150 kg (два человека). Ширина досок от 15 до 30 см. Укладка с зазорами в 2,5 см. Допускаемое напряжение деревянных досок составляет от 80 до 100 kg/cm<sup>2</sup>. Доски настила пришиваются к деревянным поперечинам железнодорожных мостов гвоздями.

В мостах под обыкновенную дорогу, особенно же в больших городах, вместо досчатого настила применяются каменные плиты из гранита, песчаника и бетона с железной арматурой. Каменные плиты следует делать не тоньше 8 до 10 см. Толщина железобетонных плит зависит от пролета в свету (1,0 до 2,5 метров) и делается в 50—60 мм и толще.

Одежда больших городских мостов делается из литого асфальта, цемента по бетону и т. п. Настил проезжей части устраивается: со сводчатыми листами, настильным железом (норм проф. № 6 или 7<sup>1/2</sup>, расстояние между осями 200 до 350 мм), высоким волнистым железом, выпуклым, а также плоским листовым железом. Промежутки между настильным железом заполняются бетоном на высоту до 20 мм над ним, точно также на волнистое и разного типа листовое железо наносится слой бетона на 20—30 мм выше наивысшей их точки. Асфальт по бетону делается толщиной в 20 мм.

### § 24. Устройство в поперечном сечении железных мостов.

В § 9 указано, какое значение оказывает на конструкцию высот расположение габаритов обоих подвижных составов, пути которых пересекаются в месте устройства моста. Вообще говоря, большая разница высот выгодна для конструкции. Как для железнодорожных, так и для шоссейных мостов, с чисто конструктивной точки зрения, выгодно такое

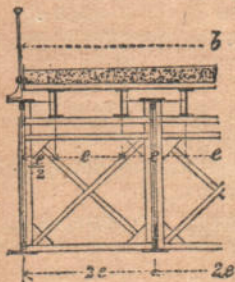


Рис. 39.

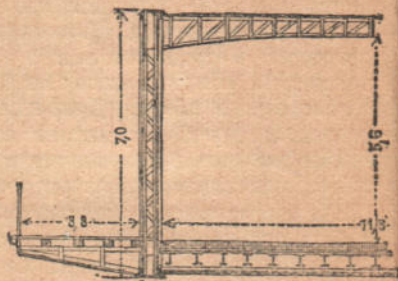


Рис. 40.

устройство, при котором все пролетное строение лежит под проезжей частью. Тогда фермы могут быть близко расположены одна от другой, так что поперечные балки получаются короткими и дешевыми. Поперечные связи получаются также очень прочными и простыми, выступающие части поверх проезжей части отсутствуют и не мешают свободе движения. Эту конструкцию, называемую мостом с ездой по верху, следует по мере возможности, предпочитать всякой другой.

Если же имеющаяся высота недостаточна для помещения пролетного строения под проезжей частью, то приходится устраивать мост с ездой



по низу или же мост с ездой по середине. Тогда главные фермы лежат по сторонам проезжей части, расстояние между ними должно быть большим, чем в случае езды по верху, поперечные балки получаются более длинными, чем там, и если пешеходные части лежат за фермами, то и движение поперек моста не всегда беспрепятственно. При этом поперечная жесткость моста получается не такой совершенной, как при езде по верху.

На рис. 39 и рис. 40 даны примеры езды по верху и по низу. В книгах о мостах со сплошными, сквозными и арочными фермами приводятся дальнейшие примеры таких мостов.

### § 25. Поперечные и ветровые связи.

Поперечные и ветровые связи необходимы, чтобы сделать пролетное сечение устойчивым при действии горизонтальных сил. Поперечные связи устанавливаются через известные промежутки (1,8 до 4,5 метров). Они располагаются в большинстве случаев в вертикальной плоскости. Поперечные связи должны обращать поперечное сечение моста в одно жесткое целое. В случае езды по верху легко устроить надежные поперечные связи, для этого стоит только в прямоугольник, образованный стойками фермы, поперечной балкой и нижней распоркой, вставить одну или две диагонали или же треугольник, а при малой высоте ферм и балки со сплошной стенкой. Передача горизонтальных сил на опоры производится ветровыми связями. Ветровые связи должны образовать горизонтально лежащую ферму. Оба пояса такой горизонтальной фермы образуются соответственными поясами главных ферм, стойками ее служат поперечные балки или распорки вышеописанной поперечной связи. Прямоугольным па-

нелям горизонтальной фермы должна быть придана достаточная жесткость при помощи диагоналей. Применявшаяся раньше повсеместно система с перекрестными диагоналями в настоящее время устраи-



Рис. 41. Ветровые связи с одиночными диагоналями (в плане).

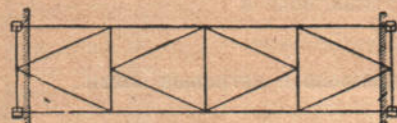


Рис. 42. Ветровые связи с полураскосами (в плане).

вается реже, и вполне справедливо предпочитают одиночные диагонали (рис. 41) или полураскосную систему (рис. 42), которая особенно рекомендуется.

Из рисунка 43 ясно видно, что при езде по верху горизонтальные силы передаются на опоры

вышеуказанным путем, через ветровые и поперечные связи. Горизонтальные силы, действующие на подвижную нагрузку и верхние пояса, передаются верхней горизонтальной фермой на верхние опоры  $E'$  и  $F'$ , от них через вертикальные опорные рамы  $ABE'$  и  $CDF'$  на опоры  $A$ ,  $B$ ,  $C$  и  $D$ . Горизонтальные силы, действующие на нижний пояс пролетного сечения, передаются средними поперечными связями в плоскость проезжей части, и из нее, как указано выше, в точки  $E'$  и  $F'$ , а оттуда в  $A$ ,  $B$ ,  $C$  и  $D$ . На рисунке 43 можно было бы расположить ветровые связи и в плоскости нижнего пояса и можно было бы обойтись без полураскосов поперечных связей, но тогда необходимо было бы устроить ветровые связи как в плоскости верхнего, так и нижнего поясов и кроме того, были бы необходимы полураскосы в опорных рамах.

При езде по низу, положение дела много хуже. Если главные фермы настолько высоки, что поперечные и ветровые связи могут быть установлены над проезжей частью (в железнодорожных мостах необходима высота около 5 метров), то все же остается тот главный недостаток, что прямоугольное поперечное сечение пролетного строения не является достаточно жесткой фигурой. Здесь прибегают к угловым накладкам жесткости и тем, по крайней

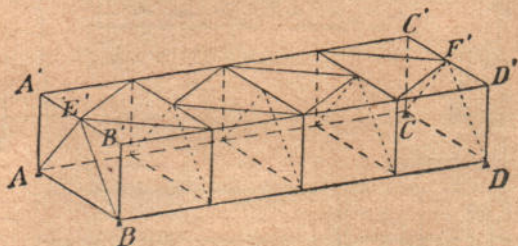


Рис. 43. Ветровые и поперечные связи.

мере, обеспечивают сохранение прямых углов по углам.

Если же фермы не настолько высоки, что возможно устройство верхних поперечных связей, то получается открытый мост. Тогда соединяют поперечную балку с двумя соответственными стойками главных ферм в одно жесткое целое, которое обладало бы способностью передать действующие на верхние пояса ферм горизонтальные силы на лежащие снизу ветровые связи. Стойки такой поперечной связи имеют дальнейшее назначение противодействовать отклонению верхнего пояса фермы



из ее плоскости. На рисунке 44 изображена хорошая конструкция такой поперечной жесткой рамы.

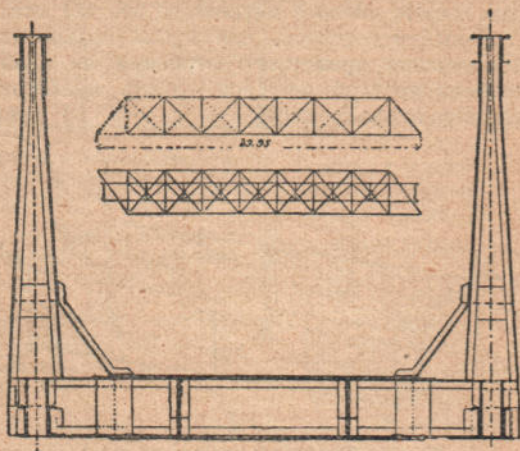


Рис. 44 Ветровые поперечные связи открытого моста (мост через Вещниц на линии Гофгейм-В. блис. Масштаб 1:50).





40<sup>00</sup>  
40

