

А 36

ИНЖ. Н. Е. АЙЗЕНБЕРГ  
ДОЦЕНТ БЕЛОРУССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА

# КУРС ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

(РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ)

ФИЗБЕЛ • МИНСК

1 9 3 6

Инж. Н. Е. АЙЗЕНБЕРГ

ДОЦЕНТ БЕЛОРУССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА

ДЕ

624.011.1

А 36.

4 АПР 1957

★

КУРС  
ДЕРЕВЯННЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ  
(РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ)

ЧАСТЬ I

22700

9607

РЕСПУБЛИКАНСКАЯ  
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ  
БИБЛИОТЕКА  
БССР

278 5-25

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО БЕЛОРУССИИ  
МИНСК • ТХМАССЕКТОР • 1986

РЕСПУБЛИКАНСКАЯ  
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ  
БИБЛИОТЕКА

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Опыт нашего гигантского социалистического строительства первой пятилетки убедил нас в том, что наш техперсонал уделяет мало внимания деревянным конструкциям.

Между тем, условия современного строительства выдвигают дерево на одно из первых мест в ряде основных стройматериалов, возлагая на каждого инженера и техника задачу детального изучения конструкций из дерева.

Настоящий труд представляет собою расширенный конспект лекций, читанных автором на строительном факультете Белорусского политехнического института и в архитектурно-строительном техникуме. Кроме того, в этом труде автор стремился поделиться опытом 10-летней практической работы в области деревянных конструкций.

Автор надеется, что труд этот послужит пособием для инженеров и техников при проектировании и производстве работ, а также руководством для студентов при изучении деревянных конструкций.

В первой части изложены основы расчета и конструирования, а также приведены примеры расчетов нескольких типов плоских систем. В процессе изложения приведены соответствующие параграфы из Технических условий и Норм проектирования и возведения деревянных конструкций. Для ускорения расчетов приведен целый ряд подсобных таблиц.

Во второй части, подготавливаемой автором к печати, дан расчет сложных систем, рамных и пространственных конструкций.

Кроме того, три главы посвящены производству и организации работ, испытанию деревянных конструкций и разбору причин аварий нескольких ферм.

Автор полагает, что труд этот будет полезным вкладом в нашей технической литературе и будет содействовать повышению квалификации нашего техперсонала.

# ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ДЕРЕВЕ. НОРМЫ ДОПУСКАЕМЫХ НАПРЯЖЕНИЙ

## § 1. Исторический обзор развития деревянных конструкций

С древних времен дерево привлекало внимание строителей. Передвижки первобытных племен наталкивались на естественные препятствия в виде глубоких оврагов и водотоков. Этим объясняется, что конструкции из дерева нашли первое применение в мостовом деле. Дерево, поваленное через горный поток, служило первобытному человеку примитивным мостом для переправы. При постройке мостов через большие реки сами условия заставляли применять сложные конструкции. Известны в истории мост Цезаря через Рейн, мост Триана через Дунай, построенный строителем Аполлодором Дамаским в 103 г. до нашей эры. Старые сооружения возводились без расчетов, а по чутью, вследствие чего размеры сечений были чрезмерно велики. Развитие теории расчетов с одной стороны, а также исследование сопротивляемости древесины с другой, — послужили толчком для развития деревянных конструкций в XIX веке. Появляются решетчатые фермы Тауна, Гау, досчатые фермы Лембке. Однако большим затруднением служила сложность сопряжений растянутых элементов. Также вследствие колоссального роста производства металла, деревянные конструкции были вытеснены на задний план. К этому времени (со середины XIX века) появился новый стройматериал, удачно сочетавший свойства камня и железа — железобетон. Дерево поэтому преимущественно употреблялось в подсобных и временных сооружениях.

Во время мировой войны, когда металл стал более необходимым в орудиях уничтожения и разрушения, а также в связи с угольным голодом в западно-европейских странах, особенно в Германии, стала во весь рост проблема максимального использования древесины не только во вспомогательных и второстепенных сооружениях, но и в ответственных промышленных и гражданских сооружениях. Было сделано за это время много ценных изобретений в усовершенствовании методов сопряже-

ния деревянных конструкций, благодаря чему были открыты широкие горизонты для успешного развития деревянных конструкций. Тогда появились кольца Тухшерера, когтевые шпонки Бульдог, вкладыши Кюблера, Грейма, стальные нагели Мельцера и другие. Был построен целый ряд грандиозных сооружений, поражающих своей смелостью, созданы новые конструктивные формы, не употреблявшиеся раньше в дереве, а именно: рамы и арки больших пролетов на гвоздях и клею, двутавровые балки со сплошной и решетчатой стенкой, своды сплошные и сетчатые. Также после войны, благодаря экономическому эффекту, построено много ответственных сооружений из дерева. Все же энтузиазм деревянного строительства в период послевоенной стабилизации капитализма начал постепенно остывать, а тем более после наступления длительного кризиса капиталистической системы деревянные конструкции дальнейшего развития не получили.

Наша страна, пробужденная Октябрьской революцией к творческой деятельности во всех областях народного хозяйства, взялась за развитие деревянных конструкций. Осваивая опыт Германии и Америки, созданный революцией Государственный институт сооружений в Москве и его филиалы на местах развили большую работу по изучению старых и изысканию новых рациональных форм конструкций в дереве. За первую пятилетку наш технический опыт обогатился целым рядом колоссальных новейших деревянных конструкций в разнообразнейших сооружениях. Дальнейшему развитию деревянных конструкций способствует наличие огромной лесной сырьевой базы, повсеместное распространение древесины. Ясно, что если в такой стране, как Германия, ввозящей лес, экономические предпосылки благоприятны для широкого применения дерева в инженерных сооружениях, то тем более у нас, в СССР, вывозящем лес, дерево может и должно служить основным строительным материалом.

## § 2. Краткие сведения о сырьевой базе в Советском союзе<sup>1)</sup>

По лесным богатствам СССР занимает первое место в мире. Леса СССР занимают 950 миллионов га, что составляет  $\frac{1}{3}$  лесов всего земного шара, причем большая часть леса находится в полосе умеренного климата. Для сравнительной характеристики наших лесных богатств интересно отметить, что на одного жителя СССР приходится 3,7 га, и на каждого жителя земного шара в среднем—1,2 га.

По сортаменту—78,8 проц. всех лесов заняты под хвойными насаждениями, а 21,2 проц. под лиственными. Ель и сосна

<sup>1)</sup> Цифровой материал заимствован из брошюры Цвигманна „Деревянные конструкции в капитальном строительстве СССР“.

составляют 30 проц. всех лесов. К сожалению, большая часть наших лесов находится в диком состоянии.

Для оценки наших лесных богатств характерна следующая таблица.

Таблица прироста и отпуска древесины  
(данные относятся к 1932 г.)

Страна	Прирост в млн. куб. м	Отпуск в млн. куб. м
СССР . . . . .	510	260
США . . . . .	200	700
Германия . . . . .	42	50
Канада . . . . .	140	70
Швеция . . . . .	46	48

Таким образом в хозяйственную заготовку 1932 г. вовлечена половина ежегодного прироста.

Кстати, в БССР имеется 3,719 млн. га леса, из них сосна и ель составляют 50 проц. Прирост на 1 га в среднем 2 куб. м, отпуск составлял в 1932 г. 5 куб. м.

Только к концу второй пятилетки по плану мы должны освоить в лесозаготовках ежегодный прирост древесины, а именно:

деловой древесины — 350 млн. куб. м  
дров — 150 " " "

### § 3. Породы и сортамент строевого леса

В строительстве применяется преимущественно:

- из хвойных пород—сосна, ель;
- из лиственных пород—дуб и реже ольха.

Обычно предпочитают для строительства хвойный лес, вследствие прямого роста и более легкой обработки.

По номенклатуре различают в строительстве—бревна—ли-аметром от 16 см и выше в верхнем отрубе.

Подтоварник—отрезки ствола толщиной в верхнем отрубе до 15 см включительно.

Пиломатериал делится на.

- доски—с отношением ширины к толщине больше 2-х и
- брусья—с отношением менее или равным 2.

Пластины—бревна, распиленные пополам.

Горбыли—неполные пластины.

Фанера—толщина одного слоя до 5 мм.

Качественная сторона лесоматериала может быть охарактеризована для круглых бревен наличием у нас 3-х сортов, а для пиломатериалов имеющимися четырьмя марками, причем марке 1 соответствует 3-й сорт и т. д.

Для специального назначения служит 1-й и 2-й сорт пиломатериала, что для строительства не применяется. Первые сорта и марки соответствуют материалам лучшего качества. По наличию фауности леса увеличивается номер сорта или марки. Подробный перечень признаков для отнесения леса к той или иной марке приведен в Технических условиях и Нормах.

## § 4. Положительные и отрицательные свойства дерева

### ПОЛОЖИТЕЛЬНЫЕ СВОЙСТВА

#### 1. Малый объемный вес и относительная большая крепость

Из всех строительных материалов дерево самый легкий материал. Для сравнительной характеристики различных строительных материалов введено понятие об удельной крепости, т. е. основное допускаемое напряжение материала, отнесенное к весу единицы объема. Объемный вес дерева зависит от породы, плотности, влажности и колеблется для воздушно-сухого леса в следующих пределах:

Сосна	от 0,40	до 0,70
Ель	„ 0,35	„ 0,50
Дуб	„ 0,55	„ 0,90

Величина удельной крепости выразится следующей таблицей:

Таблица удельных крепостей

Материал	Удельный вес	Допускаемое напряжение кг/м <sup>2</sup>	Удельная крепость
Сосна в. с. 1) . . . . .	500	1 000 000	2 000
Сталь № 3 . . . . .	1 800	14 000 000	1 800
Железобетон . . . . .	2 400	500 000	210

Таким образом, рационально спроектированная деревянная конструкция в 10 раз легче железобетонной и одинакового веса с металлической. Ясно, что чем меньше полезная нагрузка и чем больше перекрываемые пролеты, тем большее значение приобретает удельная крепость дерева.

1) Воздушно-сухая.

## 2. Малый коэффициент теплопроводности

Коэффициент теплового сопротивления сухой древесины поперек волокон  $\frac{1}{\eta} = 10$ . Дерево, таким образом, в 10 раз превосходит железобетон и 400 раз сталь № 3. Отсюда понятно, насколько выгодно применение дерева в ограждающих конструкциях. Если учесть стоимость топлива, понятно, что в этом отношении ни один строительный материал не может конкурировать с деревом. Кроме того, во избежание промерзания, железные и железобетонные элементы требуют специальных мероприятий для утепления.

## 3. Малый коэффициент температурного расширения

Как известно, здания и конструкции большой протяженности требуют устройства температурных швов, так как возможно возникновение больших температурных напряжений. Напряжение это определяется по формуле

$$\sigma = \alpha TE,$$

где

$\alpha$ —коэффициент линейного расширения—равен для дерева 0,000004, для железа и железобетона—0,000012;

$T$ —разница температур;

$E$ —модуль упругости.

Если учесть, что модуль упругости для дерева (в среднем 100 000) в 20 раз меньше модуля упругости железа, то при тех же температурных условиях напряжения в дереве в 60 раз меньше, чем в железе. Кроме того, вследствие малой теплопроводности древесины, амплитуда колебания температуры гораздо меньше, чем у других материалов. В силу этого отпадает необходимость в устройстве температурных швов.

## 4. Химическая стойкость

В сооружениях, подверженных влиянию кислотных сернистых паров дерево незаменимо, так как железо, и даже железобетон, быстро пропадают. При этом сопряжения деревянных конструкций должны осуществляться без применения металлических частей, которые ржавеют и погибают.

## 5. Упругость

Упругие свойства дерева находят свое преимущество в гвоздимости, т. е. в свойстве дерева легко принимать гвоздь и удерживать его при возникновении выдергивающих усилий. На этом свойстве построены новейшие гвоздевые конструкции.



## 6. Долговечность дерева

При соответствующих нормальных условиях долговечность дерева большая. Известны случаи, когда стропила деревянные пережили несколько поколений болтов и металлической поковки.

## 7. Производственные преимущества дерева

Производственные преимущества дерева заключаются в легкой обработке простейшими инструментами, сборности и разборности конструкций. Деревянные работы не знают сезонности, так как работы могут производиться круглый год.

## ОТРИЦАТЕЛЬНЫЕ СВОЙСТВА ДЕРЕВА

### 1. Анизотропность дерева (неоднородность строения)

Анатомическое строение древесины может быть схематически изображено в виде трубочек, склеенных между собой. Как пучок соломы, деревянный брусок очень трудно разорвать продольными усилиями и сравнительно легко смять поперечными усилиями. Это обстоятельство необходимо учитывать при конструировании, так как допускаемое напряжение зависит от угла сопряжения элементов.

Помимо анизотропности в строительстве придется учитывать целый ряд пороков и неправильностей строения древесины, как, например, сучки и косослой, что уменьшает сопротивление дерева растягивающим усилиям.

Перечень пороков древесины с полным описанием их и оценка таковых даны в Технических условиях проектирования деревянных конструкций.

### 2. Ограниченность сортамента

Размеры досок и брусьев ограничены естественными размерами здоровой части ствола растущего дерева. Этим дерево невыгодно отличается от железобетона и металлического профиля.

### 3. Пластичность дерева

Способность дерева под воздействием продолжительных нагрузок давать остаточные деформации, не разрушаясь, называется пластичностью. Это свойство дерева сказывается на старых балочных перекрытиях больших пролетов, что является причиной провисания и даже разрушения. Пластичность увеличивается с увеличением температуры и влажности. Этим объясняется медленное разрушение деревянных конструкций, давших заметное провисание. В больших деревянных конструкциях возможность появления пластических деформаций учитывается тем, что устраивается небольшой строительный подъем с уклоном к опорам до 1 проц.

Пластичность дерева используется в мебельном, колесном деле, а также в гнутых арочных конструкциях.

#### 4. Влажность, усушка и разбухание

Временное сопротивление, а, следовательно, допускаемое напряжение древесины зависит от влажности ее. Свежесрубленное хвойное дерево содержит в своем весе от 40 до 50 проц. влаги. Через 6 месяцев после рубки влажность уменьшается приблизительно до 30 проц. Такое дерево называем сырым. При дальнейшей сушке получается полусухое дерево с влажностью от 18 до 23 проц. При выдерживании дерева в течение 1½—2 лет в проветриваемых помещениях получается „воздушно-сухое“ дерево с влажностью до 18 проц. Изменение влажности вызывает усушку или разбухание дерева. Изменение геометрических размеров древесины от усушки и разбухания неодинаково вдоль и поперек волокон, а именно: вдоль волокон незначительно, а поперек волокон довольно значительно, что должно быть принято во внимание при проектировании и производстве работ. Согласно опытов Нердлингера, величина усушки по трем главным направлениям дерева различна, а именно: максимальная усушка составляет:

- а) в продольном направлении—0,10 проц.;
- б) в радиальном направлении—3,5 проц.;
- в) в направлении годовых колец—6—10 проц. (рис. 1).

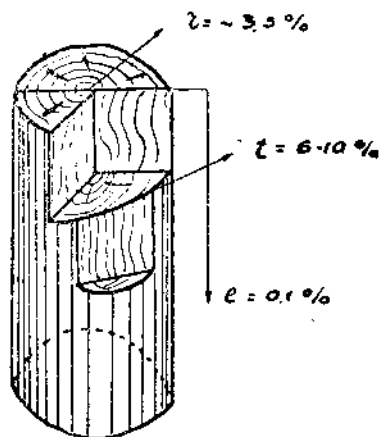


Рис. 1.



Рис. 2.

В таких же примерно цифрах выражается разбухание сухого дерева, положенного в воду. Этим объясняется появление трещин в поперечном сечении при быстром высыхании. Особенно трещины образуются на торцах, ввиду усиленного испарения воды через торцы.

Вследствие той же разницы между радиальной и тангенциальной усушкой доски, выпиленные из бревна, обращаются выпуклой стороной к центру (рис. 2).

Во избежание трещин, торцы укрепляют скобами или гвоздями. При проведении правильного температурно-влажностного режима при искусственной сушке можно также избежать коробления и растрескивания.

## 5. Горение

Горение происходит за счет химического соединения углерода древесины с кислородом воздуха при большой температуре (от 250°С), причем дерево не только горит, но также хорошо поддерживает горение. В этом отношении дерево уступает металлу и железобетону.

Правда, с металлом дерево может в этом отношении конкурировать тем, что хотя для металла необходима температура в 800—1000°, чтобы вызвать деформацию, характер разрушения деревянных конструкций более медленный, поддающийся тушению и восстановлению.



Рис. 3.

состоящих из целого пакета брусков без воздушных прослоек. Такая конструкция, оштукатуренная снизу и покрытая сверху магнезитовым слоем, может считаться совершенно несгораемой (рис.3).

Для аналогии можно привести пример с горением книг. Пока нет достаточного притока воздуха в толщу книг, горение будет очень слабое. В момент распада книги на отдельные листы, горение становится интенсивным.

Для защиты древесины от горения существует целый ряд составов красок, преимущественно силикатных, а также огнеупорные пропитки.

## 6. Гниение

Гниение представляет собою тот же процесс медленного окисления древесины, но в отличие от горения процесс этот протекает при умеренном тепле, наличии воды и воздуха. При отсутствии одного из этих факторов гниение не происходит. Гниение сопровождается деятельностью микроорганизмов, называемых домовыми грибами. Наиболее распространенным является грибок под названием „*Merulius lacrymans*“. Гриб этот является бичом наших многих строек. Этому содействовала также слабая осведомленность нашего технического персонала в вопросах сохранения древесины. Вопрос этот получил глубокое освещение в труде инженера Борщевского, а также в исследованиях проф. Карлсена. Перечень основных мероприятий по борьбе с гниением дерева изложен в инструкциях НКХ РСФСР и ЦНИПС.

Ввиду важности этого вопроса для нашего социалистического строительства, детальному изучению и применению профилактических мероприятий на производстве должно быть уделено особое внимание.

Дерево надо защитить от действия атмосферных, грунтовых, конденсационных и других видов сырости.

Деревянные части, закладываемые в каменные или бетонные гнезда, должны иметь свободное пространство для циркуляции воздуха. Деревянные части, прилегающие к каменной или бетонной кладке, должны быть защищены антисептическими обмазками, оберткой, прослоенным картоном, толем.

Для замедления процесса гниения применяются также специальные антисептики. Поверхностная покраска или осмолка является мало надежным средством, а единственно радикальным является пропитка антисептическими составами, как например: креозотом, хлористым цинком и др.

## ВЫВОДЫ

На основании анализа приведенных выше положительных и отрицательных свойств дерева можно установить следующее:

1) Наиболее рациональным надо признать использование дерева в легких покрытиях, отделив их стенами от почвенной сырости, кровлей от атмосферных осадков, пароизоляционным слоем и холодными продухами от внутренней конденсации. Ввиду грандиозного прогресса в промышленном строительстве, деревянные покрытия легче поддаются перестройке и расширению.

2) При грамотном обращении с деревянными конструкциями, при создании нормальных условий эксплуатации, долговечность таковых обеспечена.

3) Сухая древесина служит достаточно долго, и для защищенных ответственных сооружений необходимо в обязательном порядке употреблять высушенную древесину. Для защиты от возгорания таковых полезно применять периодическую побелку известью или же покраску силикатными красками.

4) Применение дерева в условиях, способствующих гниению, должно быть категорически отвергнуто, ибо такое применение одного из лучших строительных материалов должно рассматриваться как варварское истребление древесины.

5) Ввиду химической стойкости древесины многим газообразным выделениям химических производств дерево является незаменимым материалом для конструкций в этих зданиях.

## § 5. Временное сопротивление и допускаемые напряжения

Временное сопротивление дерева колеблется в широких пределах и зависит от множества факторов, а именно: влажности древесины, стресса, направления усилий. Помимо этого большое влияние на крепость оказывают трещины, появляющиеся при усыхании, косослойность, эксцентричный рост, а также климатические и почвенные условия роста. Все это

ведет к тому, что при испытаниях образцов из дерева одной породы и даже вырезанных из одного и того же ствола, получатся различные результаты.

Согласно Технических условий проектирования временное сопротивление для леса 1-й и 2-й марки при лабораторных испытаниях должно составлять следующие величины:

Временное сопротивление в $кг/см^2$ при влажности в 15 проц.	1-й марки		2-й марки	
	Сосна	Дуб	Сосна	Дуб
На сжатие не менее . . . . .	350	400	300	350
На изгиб не менее . . . . .	600	700	500	600
На продольное скалывание не менее . . . . .	60	90	50	70

Модуль упругости дерева на сжатие и растяжение вдоль волокон, а также на изгиб принимается по нормам, независимо от породы:

при сухом лесе (в. с.) 110 000  $кг/см^2$ ,  
 „ полусух. „ (п. с.) 100 000 „ „  
 „ сыром „ (с.) 80 000 „ „

Расчетные допускаемые напряжения при проектировании и расчете всякого рода деревянных сооружений и их частей устанавливаются в зависимости от четырех условий:

- 1) класса сооружений (II, III, IV);
- 2) от условий службы сооружений в отношении неблагоприятных воздействий атмосферных осадков, пара; при этом различаются:
  - а) сооружения, защищенные от неблагоприятных воздействий,
  - б) незащищенные,
  - в) подводные,
  - г) находящиеся в пределах переменного горизонта вод или в земле;
- 3) от породы и марки леса;
- 4) от влажности леса.

Основные допускаемые напряжения даны для сооружений, защищенных от неблагоприятных воздействий, возводимых из здорового строительного леса, воздушно-сухого с влажностью не более 18 проц. и с небольшим количеством сучков, при тщательном расчете, учитывающем все возможные неблагоприятные случаи воздействия разных нагрузок и при тщательном конструировании. Эти допускаемые напряжения приняты за единицу. При других факторах допускаемые напряжения учитываются с введением целого ряда коэффициентов.

Основные допускаемые напряжения в кг/см<sup>2</sup>

№№ п/п	Род напряжения	Направл. напряж. относит. волокон	Обозначения	Допуск. напряж. на в. с. лес для	
				Сосны	Дуба
1	Растяжение равномерное . . . . .	0°	$[\sigma_{\perp}]$	100	130
		90°	$[\sigma_{\parallel}]_{\perp}$	2	6
2	Сжатие равномерное . . . . .	0°	$[\sigma_{\parallel}]$	100	130
		90°	$[\sigma_{\perp}]_{\perp}$	15	30
3	Изгиб . . . . .	0°	$[\sigma]$	110	130
4	Скалывание при изгибе и в других случаях учета неравномерного распределения скалывающих напряжений . . . . .	0°	$[t]$	22	32
5	Скалывание равномерное без отдиранья волокон . . . . .	0°	$[t]$	12	20
		90°	$[t]_{\perp}$	6	10
6	Перерезывание волокон . . . . .	90°	$[t_{\neq}]$	45	60
7	Смятие торца . . . . .		$[\sigma_c]$	80	110
8	Смятие поперек волокон на части длины . . . . .	90°	$[\sigma_c]_{\perp}$	25	50
9	Скалывание в щечковых врубках . . . . .	0°	$[t]_{\text{щ}}$	8	14
10	Смятие под шайбами болтов . . . . .	90°	$[\sigma_c]_{\text{ш}}$	45	85

ПРИМЕЧАНИЯ: 1. 0° — вдоль волокон.

90° — поперек волокон.

2. Высота подушки при сжатии под 90° предполагается не более ширины.
4. Только для максимального напряжения.
5. Допускаются при условии учета длины скалывания вдоль волокон не свыше семикратной глубины врубки; а поперек волокон не свыше 4—5-кратной глубины врубки.
8. Сжимаемая часть длины  $\leq 1/3$ .

## § 6. Поправки к допускаемым напряжениям

а) Поправки на класс сооружений дают только в том случае, если применяют для сооружения марку лесу, несоответствующую классу. Величина поправочных коэффициентов, на которую множатся основные напряжения, берется согласно следующей таблицы:

	Класс сооружений	Марка леса		
		1-я	2-я	3-я
II	.....	1,00	0,8	—
III	.....	1,20	1,0	0,80
IV	.....	—	1,20	1,00

б) Поправку основных напряжений на степень обеспечения сооружения от вредных воздействий берут в следующем размере:

- 1) для защищенных сооружений . . . . . 1,0;
- 2) для сооружений незащищенных . . . . . 0,85;
- 3) для частей сооружения, находящихся под водой . . 0,70;
- 4) для частей сооружения, находящихся в пределах переменного горизонта вод или в земле . . . . . 0,60.

в) При применении леса других пород, вполне доброкачественного и отвечающего техническим условиям, вводят следующие поправки:

- |                                            |   |                                             |
|--------------------------------------------|---|---------------------------------------------|
| 1) для лиственницы . . . . . 1,2           | } | основного допускаемого напряжения для сосны |
| 2) для ели . . . . . 0,90                  |   |                                             |
| 3) для ясеня, акации, бука, граба . . 0,90 | } | основного допускаемого напряжения для дуба. |
| 4) для березы . . . . . 0,80               |   |                                             |
| 5) для тополя, осины, ольхи и липы . 0,60  |   |                                             |

г) Поправка на влажность дерева делается в следующем размере:

- 1) в защищенных сооружениях при применении
  - полусухого леса . . . . . 0,90
  - сырого леса . . . . . 0,75

2) в незащищенных сооружениях и для частей, находящихся в пределах переменного горизонта вод или в земле, при применении

- полусухого леса . . . . . 1,00
- сырого леса . . . . . 0,85

В подводных частях рекомендуется применять сухой лес, поэтому поправок на влажность дерева не делается.

**ПРИМЕЧАНИЕ 1.** Все поправки вычисляются путем перемножения соответствующих поправочных коэффициентов.

Пример 1. Класс сооружений III, ель п. с.<sup>1)</sup>, марка 2-я.  
Сооружение защищенное.

Суммарный поправочный коэффициент:

$$1 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 0,81$$

Пример 2. Защищенное сооружение II класса, марка леса 2-я, ель сырая:

$$0,8 \cdot 0,9 \cdot 0,75 = 0,54$$

ПРИМЕЧАНИЕ 2. Для лесов, подмостей и кружал допускаемые напряжения увеличиваются на 60 проц.

## § 7. Смятие и скалывание под углом

При действии сминающей силы под углом между 0 и 90° к направлению волокон допускаемые напряжения на действительную площадку смятия ( $\sigma_x$ ) определяются по формуле Кноре

$$[\sigma_x]_\alpha = \frac{[\sigma_c] \epsilon}{1 + \left( \frac{[\sigma_c]}{[\sigma_{c\perp}]} - 1 \right) \sin^2 \alpha}, \quad (1)$$

где

$[\sigma_c]$  — допускаемое напряжение на смятие при 0°,

$[\sigma_{c\perp}]$  — допускаемое напряжение на смятие при 90°,

$\alpha$  — угол между направлением действия сминающей силы и направлением волокон. Числовые значения выражаются в килограммах и округляются до целых чисел.

Допускаемое напряжение на угловое скалывание, т. е. при действии скалывающей силы в тангенциальной плоскости под углом  $\alpha$  к направлению волокон, определяется по такой же формуле Кноре

$$[\tau_x] = \frac{[\tau]}{1 + \left( \frac{[\tau]}{[\tau_\perp]} - 1 \right) \sin^2 \alpha}. \quad (2)$$

Численные значения округляются до 0,5 кг/см<sup>2</sup>.

В Технических условиях и Нормах приведены графики для допускаемых напряжений на смятие под углом для различных случаев, а также на скалывание. Ниже приводится таблица для допускаемых напряжений на смятие и скалывание через 1 градус. Таблица заимствована из курса проф. Иванова „Деревянные сооружения“.

При сооружениях временного характера нормы допускаемых напряжений могут быть повышены на 25 проц.

Все нормы даны для статической нагрузки. При действии на сооружение динамической нагрузки, допускаемые напряжения уменьшаются, или же расчетные нагрузки увеличиваются на коэффициент  $\mu$  больше единицы. Коэффициент  $\mu$  зависит от типа динамической нагрузки. По американским данным  $\mu$  принимается от 1,5 до 2-х. По нашим нормам  $\mu = 1,3$ .

1) п. с. — полусухая.



Таблица допустимых напряжений на смятие и скалывание при действии усилия под углом к направлению волокон (по Единым нормам 1931 г.)

α в град.	Скалывание	Смятие дерева по дереву		Смятие в щелевых и ножнич. врубах	α в град.	Скалывание	Смятие дерева по дереву		Смятие в щелевых и ножнич. врубах	α в град.	Скалывание	Смятие дерева по дереву		Смятие в щелевых и ножнич. врубах
		Смятие I рода	Смятие II рода				Смятие I рода	Смятие II рода				Смятие I рода	Смятие II рода	
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
0	12,0	80,0	80,0	80,0	31	9,49	50,5	59,7	44,5	61	6,80	29,8	40,3	24,3
1	12,0	79,9	80,0	79,9	32	9,37	49,4	58,8	43,5	62	6,74	29,5	40,0	24,0
2	11,99	79,8	79,9	79,7	33	9,25	48,4	57,9	42,8	63	6,69	29,1	39,6	23,7
3	11,97	79,5	79,7	79,4	34	9,14	47,4	57,1	41,3	64	6,64	28,8	39,2	23,4
4	11,94	79,1	79,5	78,8	35	9,03	46,4	56,2	40,2	65	6,59	28,5	38,9	23,1
5	11,91	78,7	79,2	78,2	36	8,92	45,4	55,4	39,3	66	6,54	28,1	38,6	22,8
6	11,87	78,1	78,9	77,5	37	8,81	44,5	54,6	38,3	67	6,49	27,9	38,3	22,6
7	11,82	77,5	78,5	76,6	38	8,70	43,6	53,8	37,5	68	6,45	27,7	38,0	22,4
8	11,77	76,7	78,2	75,6	39	8,60	42,8	53,0	36,6	69	6,41	27,4	37,7	22,1
9	11,72	75,9	77,6	74,6	40	8,49	41,9	52,2	35,8	70	6,37	27,2	37,5	21,9
10	11,64	75,0	77,0	73,3	41	8,39	41,1	51,5	35,0	71	6,33	26,9	37,2	21,7
11	11,58	74,1	76,4	72,1	42	8,29	40,4	50,8	34,7	72	6,30	26,8	37,0	21,5
12	11,50	73,0	75,8	70,8	43	8,19	39,5	50,1	33,4	73	6,27	26,6	36,8	21,4
13	11,42	72,0	75,1	69,5	44	8,09	38,8	49,4	32,7	74	6,24	26,4	36,6	21,2
14	11,34	70,9	74,4	68,0	45	8,00	38,1	48,7	32,0	75	6,21	26,2	36,4	21,1
15	11,25	69,7	73,7	66,6	46	7,91	37,4	48,1	31,8	76	6,18	26,1	36,2	20,9
16	11,15	68,5	72,9	65,1	47	7,82	36,8	47,4	30,8	77	6,16	25,9	36,0	20,8
17	11,08	67,4	72,1	63,7	48	7,73	36,2	46,8	30,1	78	6,13	25,8	35,9	20,7
18	10,95	66,1	71,3	62,2	49	7,64	35,5	46,2	29,5	79	6,11	25,6	35,7	20,6
19	10,85	64,8	70,4	60,7	50	7,56	35,0	45,6	29,0	80	6,09	25,5	35,6	20,5
20	10,74	63,6	69,5	59,2	51	7,48	34,4	45,0	28,5	81	6,07	25,4	35,5	20,4
21	10,64	62,4	68,7	57,8	52	7,40	33,8	44,5	27,9	82	6,06	25,3	35,4	20,3
22	10,52	61,1	67,8	56,3	53	7,32	33,3	43,9	27,5	83	6,04	25,2	35,3	20,2
23	10,41	59,9	66,9	54,8	54	7,25	32,8	43,4	27,0	84	6,03	25,2	35,2	20,1
24	10,30	58,6	66,0	53,4	55	7,18	32,3	43,0	26,6	85	6,02	25,1	35,2	20,0
25	10,18	57,4	65,0	52,0	56	7,11	31,8	42,5	26,1	86	6,01	25,1	35,1	20,0
26	10,07	56,3	64,2	50,8	57	7,04	31,4	42,0	25,7	87	6,01	25,0	35,0	20,0
27	9,95	55,0	63,2	49,4	58	6,98	31,0	41,6	25,4	88	6,01	25,0	35,0	20,0
28	9,84	53,9	62,4	48,2	59	6,92	30,6	41,1	25,0	89	6,00	25,0	35,0	20,0
29	9,72	52,7	61,4	46,9	60	6,86	30,2	40,7	24,6	90	6,00	25,0	35,0	20,0
30	9,60	51,6	60,5	45,8										

ПРИМЕЧАНИЯ: 1. При учете неравномерного распределения смятия и при определении максимального бортового напряжения допустимое напряжение на бортовое смятие принимается в полтора раза более того, которое допускается в соответствующем случае по графе 4.

2. Смятие I рода—по всей ширине на части длины.  
Смятие II рода—по части длины, по части ширины.

### § 8. Продольный изгиб

Явление продольного изгиба, как известно, заключается в том, что прямолинейный стержень под влиянием сжимающих сил, приложенных по его концам, выходит из состояния равновесия. Как только сжимающая сила достигает некоторой предельной величины, стержень получает боковой упругий прогиб. Явление продольного изгиба зависит от способа закрепления концов, от материала сжатого элемента, длины и поперечного сечения.

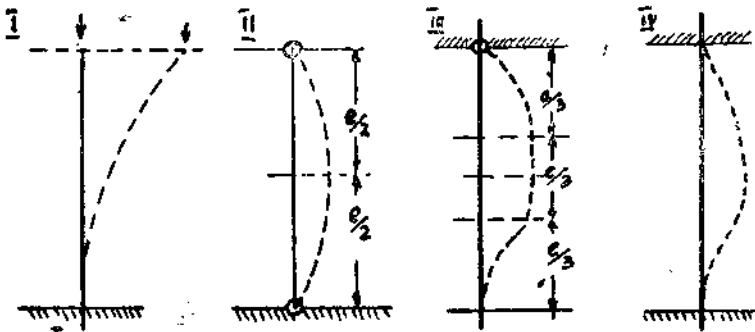


Рис. 4.

По способу закрепления концов, сжатые элементы бывают четырех видов:

1. Один конец жестко заделан, другой конец свободен.
2. Оба конца шарнирно закреплены.
3. Один конец жестко заделан, второй шарнирно.
4. Оба конца жестко заделаны.

Известный математик Эйлер определил значение предельной критической нагрузки, при которой еще возможно равновесие. В общем виде для всех четырех случаев закрепления формула Эйлера имеет вид

$$P_{kp} = \frac{\pi^2 EI_{min}}{(\alpha L)^2}, \quad (3)$$

где

$L$  — действительная длина стержня,

$\alpha$  — коэффициент длины, т.е. тот коэффициент, на который надо помножить действительную длину, чтобы получить расчетную длину.

Значение коэффициента  $\alpha$  следующее:

- для случая а)  $\alpha = 2$
- б)  $\alpha = 1$
- в)  $\alpha = 0,7$
- д)  $\alpha = 0,5$

Едиными нормами проектирования деревянных конструкций для случаев (в), (д) коэффициенты увеличены, а именно: для случая

- в)  $\alpha = 0,8$
- д)  $\alpha = 0,65$

В деревянных конструкциях преимущественно встречается 2-й случай (б), который является основным, т.е. при определении напряжений в элементах конструкции предполагает, что стержни соединены в узлах шарнирно. Формула Эйлера для этого случая примет вид

$$P_{кр} = \frac{\pi^2 EI_{min}}{L^2}. \quad (4)$$

Допускаемое усилие, как известно, равно критическому, деленному на коэффициент запаса

$$P = \frac{P_{кр}}{S} = \frac{\pi^2 EI_{min}}{SL^2}. \quad (5)$$

Отсюда может быть найден необходимый момент инерции

$$I_{min} = \frac{SPL^2}{\pi^2 E}. \quad (6)$$

Подставив в этой формуле вместо

$S$  — коэффициент запаса от 5 до 7,

$\pi^2 = 9,87 \approx 10$ ,

$P$  — заданную силу в  $m$ , т.е.  $P \cdot 1000$ ,

$L$  — длину элемента в  $m$ , т.е.  $L \cdot 100$ ,

$E$  — среднее значение для дерева  $10^5 \text{ кг/см}^2$ ,  
получим

$$I_{min} = \frac{SP \cdot 1000 \cdot L^2 \cdot 100^2}{10^5 \cdot 9,87} \approx 10SPL^2; \quad (7)$$

подставив же вместо  $\alpha$  — коэффициент запаса, его значение от 5 до 7, получим:

$$I_{min} = 50PL^3, 70PL^3, \quad (8)$$

где, как сказано было,

$$\begin{array}{l} P \text{ выражено в } m, \\ L \text{ „ „ „ } m. \end{array}$$

Этой формулой будем пользоваться для предварительного подбора сжатых элементов.

## § 9. Допускаемое напряжение при продольном изгибе

Критическое напряжение при продольном изгибе очевидно будет

$$\sigma_{kp} = \frac{P_{kp}}{F} = \frac{\pi^2 EI_{min}}{FL^2}. \quad (9)$$

Подставив вместо  $\frac{I_{min}}{F} = r_{min}^2$ , получим

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E r_{min}^2}{L^2} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_{min})^2}. \quad (10)$$

В этой формуле  $r_{min}$  означает минимальный радиус инерции поперечного сечения.

Отношение расчетной длины к радиусу инерции назовем через гибкость и обозначим ее через  $i$ .

В этой формуле  $L$  — надо брать в сантиметрах.

$E$  — модуль упругости дерева на сжатие вдоль волокон имеет, согласно единых норм, следующее значение:

для сухой сосны . . . . .	110 000 кг/см <sup>2</sup>	= 1,1 × 10 <sup>6</sup> ;
для полусухой . . . . .	100 000 „	= 1 × 10 <sup>6</sup> ;
для сырой сосны . . . . .	80 000 „	= 0,8 × 10 <sup>6</sup> .

Гибкость, как видно, отвлеченное число.

Из формулы видно, что, чем больше гибкость, тем ниже критическое напряжение, а тем меньше, следовательно, способность стержня сопротивляться сжимающим усилиям. При выводе формулы Эйлера напряжения предполагались не превосходящими предела упругости, и в этих пределах данная формула совпадает с результатом опытов. Выше предела упругости модуль упругости меняется, и формула Эйлера не применима. Предел

применимости формулы Эйлера можно найти, подставив в левую часть (напряжение) предел упругости, т.е.  $110 \text{ кг/см}^2$ , тогда

$$110 = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} = \frac{10 \times 1,1 \times 10^5}{(L/r)^2},$$

откуда

$$\frac{L}{r} \cong 100.$$

Формула Эйлера, таким образом, годна для гибкостей 100 и выше. Для более коротких стержней, т.е. для гибкостей до 100 приходится руководствоваться эмпирическими формулами многих авторов, как Тетмаер, Навье, Шварц-Ренкин и др.

Опасность продольного изгиба учитывается тем, что допускаемое напряжение назначается в зависимости от гибкости. Напряжение это меньше допускаемого напряжения на простое сжатие. При сохранении такого же коэффициента запаса, как при простом сжатии, получим

$$\frac{[\sigma-]^0}{R^0} = \frac{[\sigma-]}{R-},$$

откуда

$$[\sigma-]^0 = [\sigma-] \cdot \frac{R^0}{R-} = \varphi [\sigma-]. \quad (11)$$

В этой формуле индекс „0“ относится к напряжениям при продольном изгибе. Через  $R$  обозначим временное сопротивление. Таким образом,  $\varphi$  — коэффициент понижения допускаемых напряжений при продольном изгибе. Коэффициент этот, как указывалось, зависит от гибкости стержней и по величине является правильной дробью. В пределах упругости значение коэффициента  $\varphi$  может быть определено из формулы (10)

$$R^0 = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2}.$$

Поделив обе части на  $R$ , получим

$$\varphi = \frac{R^0}{R-} = \frac{\pi^2 E}{R-(L/r)^2} = \frac{10 \cdot 10^5}{R-\left(\frac{L}{r}\right)^2}.$$

Поставив вместо  $R- = 333 \text{ кг/см}^2$ , получим

$$\varphi = \frac{10 \cdot 10^5}{333 (L/r)^2} = \frac{10 \cdot 10^5}{333 (L/r)^2} = \frac{3000}{(L/r)^2}, \quad (12)$$

что рекомендовано Техническими условиями.

За пределом упругости пользуемся эмпирическими формулами Тетмаера.

## § 10. Формула Тетмаера

Профессор Тетмаер на основе своих многочисленных опытов в Цюрихском политехникуме предложил для критического напряжения при продольном изгибе следующую формулу

$$R^2 = \frac{P_k}{F} = 293 - 1,94 \frac{L}{r},$$

или

$$R^2 = 293 (1 - 0,00662L/r);$$

следовательно

$$\varphi = \frac{R^2}{R^2 - 293} = \frac{293(1 - 0,00662L/r)}{R^2 - 293}. \quad (13)$$

По техническим условиям за пределом упругости принято для  $\varphi$  выражение

$$\varphi = 1 - 0,007 \frac{L}{r}.$$

Очевидно, значение коэффициента получается из формулы Тетмаера, если подставим вместо  $R^2 = 293$ .

Расчетная длина  $L$  сжатого элемента принимается, согласно указаний предыдущего параграфа, в зависимости от способа закрепления концов.

## § 11. Упрощенные формулы продольного изгиба для прямоугольных и круглых сечений

В отличие от металлических конструкций, сжатые элементы в деревянных конструкциях бывают прямоугольного и круглого сечения. Для этих сечений формулы допускаемых напряжений могут быть значительно упрощены:

а) прямоугольное сечение (рис. 5)

$$r_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{F}} = \sqrt{\frac{hb^3}{12 \cdot bh}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = 0,289 b; \quad (15)$$

б) круглое сечение

$$r_x = r_y = \sqrt{\frac{I_z}{F}} = \sqrt{\frac{\pi D^4 \cdot 4}{64 \cdot \pi D^2}} = \frac{D}{4}. \quad (16)$$

Следовательно, допускаемые напряжения могут быть вычислены в зависимости от отношений

$\frac{L}{b}$  — в прямоугольных сечениях;

$\frac{L}{D}$  — в круглых сечениях.

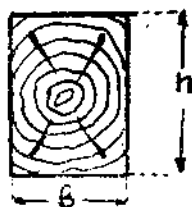


Рис. 5.

В Технических условиях и Нормах приведены графики для коэффициента  $\varphi$  в зависимости от отношений

$$\frac{L}{r}, \frac{L}{b}, \frac{L}{D}.$$

Графики эти составлены по формуле Эйлера в пределах упругости, а за пределами упругости по формуле Тетмаера.

Мы приводим таблицу для коэффициента  $\varphi$ , заимствованную из учебника проф. Иванова, а также две таблицы в зависимости от  $\frac{L}{b}$  и  $\frac{L}{D}$ .

Таблица 3

Коэффициент „ $\varphi$ “ при продольном изгибе

Круглые сечения		Прямоугольные сечения	
$L/D$	$\varphi$	$L/b$	$\varphi$
5	0,860	5	0,880
10	0,720	10	0,755
15	0,580	15	0,636
20	0,440	20	0,517
25	0,300	25	0,390
30	0,208	30	0,230
35	0,153	35	0,186
40	0,117	40	0,157
45	0,092	45	0,123
50	0,075	50	0,100

ПРИМЕЧАНИЕ. По Т. У. <sup>1)</sup> максимальная гибкость для деревянных конструкций не должна превышать 150,

т.е.  $\frac{L}{r} \approx 150$ , или соответственно

$$\frac{L}{D} \approx 38$$

$$\frac{L}{b} \approx 44$$

<sup>1)</sup> Технические условия.

Коэффициент  $\varphi$  уменьшения допускаемых напряжений  
при продольном изгибе

$L/r$	$\varphi$	$L/r$	$\varphi$	$L/r$	$\varphi$	$L/r$	$\varphi$	$L/r$	$\varphi$
5	0,965	45	0,685	85	0,405	125	0,192	165	0,110
6	0,958	46	0,678	86	0,398	126	0,189	166	0,109
7	0,951	47	0,671	87	0,391	127	0,186	167	0,107
8	0,944	48	0,664	88	0,384	128	0,183	168	0,106
9	0,937	49	0,657	89	0,377	129	0,180	169	0,105
10	0,930	50	0,650	90	0,370	130	0,177	170	0,104
11	0,923	51	0,643	91	0,363	131	0,175	171	0,103
12	0,916	52	0,636	92	0,356	132	0,172	172	0,101
13	0,909	53	0,629	93	0,349	133	0,169	173	0,100
14	0,901	54	0,622	94	0,342	134	0,167	174	0,099
15	0,894	55	0,615	95	0,335	135	0,164	175	0,098
16	0,887	56	0,608	96	0,328	136	0,162	176	0,096
17	0,880	57	0,601	97	0,321	137	0,159	177	0,096
18	0,873	58	0,594	98	0,314	138	0,157	178	0,094
19	0,867	59	0,587	99	0,307	139	0,155	179	0,093
20	0,860	60	0,580	100	0,300	140	0,153	180	0,092
21	0,853	61	0,573	101	0,294	141	0,151	181	0,091
22	0,846	62	0,566	102	0,288	142	0,148	182	0,091
23	0,839	63	0,559	103	0,283	143	0,146	183	0,090
24	0,832	64	0,552	104	0,277	144	0,144	184	0,089
25	0,825	65	0,545	105	0,272	145	0,142	185	0,088
26	0,818	66	0,538	106	0,267	146	0,141	186	0,087
27	0,811	67	0,531	107	0,262	147	0,139	187	0,086
28	0,804	68	0,524	108	0,257	148	0,137	188	0,085
29	0,797	69	0,517	109	0,253	149	0,135	189	0,084
30	0,790	70	0,510	110	0,248	150	0,133	190	0,083
31	0,783	71	0,503	111	0,243	151	0,132	191	0,082
32	0,776	72	0,496	112	0,239	152	0,130	192	0,081
33	0,769	73	0,489	113	0,235	153	0,128	193	0,080
34	0,762	74	0,482	114	0,231	154	0,126	194	0,080
35	0,755	75	0,475	115	0,227	155	0,125	195	0,079
36	0,748	76	0,468	116	0,223	156	0,123	196	0,078
37	0,741	77	0,461	117	0,219	157	0,122	197	0,077
38	0,734	78	0,454	118	0,216	158	0,120	198	0,076
39	0,727	79	0,447	119	0,212	159	0,119	199	0,076
40	0,720	80	0,440	120	0,208	160	0,117	200	0,075
41	0,713	81	0,433	121	0,204	161	0,116	при $\frac{L}{r} < 100$	
42	0,706	82	0,426	122	0,202	162	0,114	$\varphi = 1 - 0,007 \frac{L}{r}$	
43	0,699	83	0,419	123	0,198	163	0,112	при $\frac{L}{r} > 100$	
44	0,692	84	0,412	124	0,195	164	0,111	$\varphi = \frac{3600}{(L/r)^2}$	



## § 12. Подбор сечений и проверка напряжений простых сжатых элементов

Подбор сечений может быть сделан двояко:

1. Задавшись коэффициентом  $\varphi$ , найти допускаемое напряжение, требуемую гибкость и сечение; затем проверить действительные напряжения.

2. Задаться сечением по формулам и проверить затем фактические напряжения.

Для подбора сечений по первому способу надо обладать навыком и опытом, чтобы более или менее правильно выбрать коэффициент снижения  $\varphi$ . Чаше всего приходится проделывать попытки несколько раз, чтобы получить удовлетворительный результат. Мы рекомендуем пользоваться вторым способом.

По второму способу действуем следующим образом:

1) Находим необходимый  $I_{\min}$  по формуле Эйлера; в среднем  $I_{\min} = 60PL^2$  для основных допускаемых напряжений, т. е. при  $K=1$ .

По моменту инерции находим сечение, помня, что самым выгодным сечением при продольном изгибе является квадратное или круглое.

2) По эмпирической формуле проф. Морике находим площадь, по ней размеры сечений.

Как по первому, так и по второму варианту надо, по предварительному подбору сечения, проверить фактическое напряжение.

1 вариант. Найдя  $I_{\min}$  из формулы Эйлера, определяем необходимое сечение для прямоугольных сечений (квадратных) по формуле

$$I = \frac{h^4}{12}; \quad h = \sqrt[4]{12I} = 1,85 \sqrt[4]{I}. \quad (17)$$

Для круглых сечений:

$$I = 0,05D^4; \quad D = 2,1 \sqrt[4]{I}. \quad (18)$$

2 вариант. Проф. Морике опубликовал в № 98 за 1920 год журнала *Zentralblatt der Bauverwaltung* на основе своих опытов эмпирическую формулу

$$F = (14P + 9L^2)0,9, \quad (19)$$

где

$L$  — расчетный пролет в  $m$ ,

$F$  — необходимая площадь сечения в  $cm^2$ ,

$P$  — заданная нагрузка в  $t$ .

0,9 введено нами потому, что допускаемое напряжение для простого сжатия принято ими в  $90 \text{ кг/см}^2$ , а по нашим техническим условиям и нормам  $[\sigma_-] = 100$ .

## ПРИМЕРЫ

### Пример 1.

Подобрать сечение и проверить напряжение в сжатом элементе фермы при следующих данных:

$$L = 2,90 \text{ м}; P = 16\,000 \text{ кг.}$$

Класс соор. II.

Марка леса I.

Сосна в. с.<sup>1)</sup>

По Эйлеру  $I_{\min} = 60PL^2 = 60 \cdot 16 \cdot 2,9^2 = 8\,600 \text{ см}^4$ .

Принимаем сечение 18·18.

Проверка  $r = 0,289 \cdot 18 = 5,2 \text{ см};$

$$i = \frac{L}{r} = \frac{290}{5,2} = 56;$$

$$\varphi \text{ (по таблице)} = 0,608;$$

$$[\sigma]^0 = 0,608 \cdot 100 = 61 \text{ кг/см}^2;$$

$$[\sigma] \text{ фак.} = \frac{16\,000}{18 \cdot 18} = 50 < 61;$$

недонапряжение 16 проц., что допускается. Можно делать вторичную проверку для сечения 17·17.

По Морике

$$F = (14P + 9L^2) 0,9^2 = (14 \cdot 16 + 9 \cdot 29^2) 0,9 = 275 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение 17·17;  $F = 289 > 275$ ;  $r_x = 0,289 \cdot 17 = 4,90$ ;

$$i_x = \frac{L}{r} = \frac{290}{4,90} = 60; \varphi = 0,58;$$

$$[\sigma]^0 = 0,58 \cdot 100 = 58,$$

$$[\sigma] \text{ фак.} = \frac{16\,000}{17 \cdot 17} = 56 < 58 \text{ кг/см}^2.$$

### Пример 2.

Подобрать сечение при следующих данных:

$$L = 3,50 \text{ м}; P = 12 \text{ т.}$$

Класс соор. II.

Марка леса II.

Ель п. с.

$$K = 0,8 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 0,65; [\sigma]^0 = 65 \text{ кг/см}^2.$$

<sup>1)</sup> в. с.—воздушно-сухая.

$$\text{По Эйлеру } I_{\min} = \frac{60PL^2}{0,65} = 95 \cdot 12 \cdot 3,5^2 = 14000 \text{ см}^4.$$

Принимаем 20·20.

Проверка напряжений:

$$r = 0,289 \cdot 20 = 5,78 \text{ см};$$

$$i = \frac{L}{r} = \frac{350}{5,78} = 60;$$

$$\varphi \text{ (по таблице)} = 0,58;$$

$$[\sigma_-]^p = 0,58 \cdot 65 = 37 \text{ кг/см}^2;$$

$$[\sigma_-] \text{ фак.} = \frac{12000}{400} = 30; \text{ недонапряжение } 20 \text{ проц.}$$

Можно взять сечение 18·18 и проделать вторичную проверку.

$$\begin{aligned} \text{По Морице } F &= (14P + 9L^2) \cdot \frac{0,9}{0,65} = \\ &= (14 \cdot 12 + 9 \cdot 3,5^2) 1,35 = 376 \text{ см}^2; \end{aligned}$$

принимается сечение 19·19;  $F=361 \text{ см}^2$ .

$$\text{Проверка: } r = 0,289 \cdot 19 = 5,50 \text{ см};$$

$$i = \frac{350}{5,5} = 64; \varphi = 0,55;$$

$$[\sigma_-]^p = 0,55 \cdot 65 = 35 \text{ кг/см}^2;$$

$$[\sigma_-] \text{ фак.} = \frac{12000}{361} = 33 < 35.$$

### § 13. Составные сечения

Составным сечением называется сечение, состоящее из двух или более стержней, связанных прокладками и работающих совместно. Чаще всего составные элементы состоят из досок.

Допускаемое напряжение, как известно из предыдущих параграфов, зависит от гибкости.

Что касается  $r_x$ , то поскольку ось всего сечения совпадает с осью одного элемента, таковой не зависит от количества элементов и равен, как выше было указано,

$$r_x = 0,289 h;$$

где  $h$ —сторона перпендикулярная оси  $x-x$ .

Что касается  $r_y$ , то таковой зависит как от числа элементов так и от расстановки их.

Нахождение  $r_y$  (рис. 6)

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{F}} = \sqrt{\frac{2 \left[ \frac{ha^3}{12} + ha \frac{(a+s)^2}{2} \right]}{2ha}} = \sqrt{\frac{a^2}{12} + \frac{1}{4}(a+s)^2}, \quad (20)$$

или в общем виде

$$r_y = \sqrt{\frac{a^2}{12} + \alpha(s+a)^2},$$

где:

$\alpha$ —переменный коэффициент, зависящий от числа элементов, согласно нижеследующей таблице.

Таблица коэффициента  $\alpha$

Число элем.	$\alpha$
1	0
2	$1/4$
3	$2/9$
4	$5/4$
5	2
6	2,92

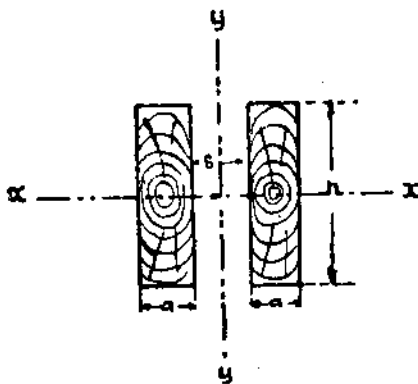


Рис. 6.

В конце книги помещены таблицы для нахождения  $r_y$  составных элементов. Таблица заимствована из Технических условий и Норм.

Если пренебречь моментом инерции элементов относительно их собственной оси, что иногда практикуется для досчатых конструкций, то значение  $r_y$  примет следующий вид

$$r_y = \sqrt{\alpha(s+a)^2} = (s+a) \sqrt{\alpha}, \quad (21)$$

где  $\alpha$  имеет те же значения.

## § 14. Допускаемые напряжения при продольном изгибе составных элементов

Обозначим через

$\varphi_x$ —коэффициент снижения допускаемого напряжения, зависящий от гибкости  $L/r_x$ , где

$L$ —расчетный пролет,

$r_x$ —радиус инерции всего сечения относительно оси  $x-x$ ;

$\varphi_y$ —коэффициент, зависящий от гибкости  $\frac{L}{r_y}$ , где  $r_y$  радиус инерции всего сечения относительно оси  $y$ — $y$ ;

$\varphi_1$ —коэффициент, зависящий от гибкости одной ветви, т.е. от  $\frac{l_1}{r_1}$ , где

$l_1$ —расстояние между центрами прокладок,

$r_1$ —минимальный радиус инерции одной ветви.

Согласно Технических условий и Норм для составных элементов поступают следующим образом:

а) при проверке сечения относительно оси  $x$ — $x$  вводится коэффициент уменьшения допускаемых напряжений  $\varphi_x$ ;

б) при проверке сечений относительно оси  $y$ — $y$  расчетный коэффициент уменьшения допускаемого напряжения составляет произведение  $\varphi_1 \cdot \varphi_y$ .

Для равнопрочности сечения относительно обеих осей очевидно необходимо, чтобы  $\varphi_x = \varphi_1 \cdot \varphi_y$ , откуда

$$\varphi_1 = \frac{\varphi_x}{\varphi_y}. \quad (22)$$

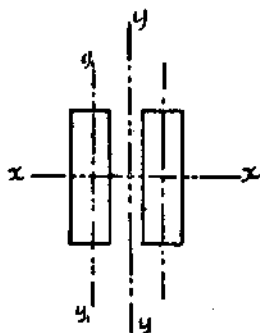


Рис. 7.

Нормативные указания основаны на следующих соображениях (рис. 8).

Пусть при изгибе составного элемента, состоящего из 2-х ветвей, максимальный прогиб в горизонтальном направлении составит  $f$ ; тогда, следовательно, напряжение явится результатом двух факторов, а именно: сжатия и изгиба.

Максимальное напряжение при деформации получится на вогнутом элементе, так как напряжения в нем по знаку складываются:

$$\sigma_{\text{сум}} = \frac{P}{F} + \frac{M}{W}. \quad (23)$$

Подставим в формулу (23) вместо  $M$  его значение, т.е.  $M = Pf$ ;

вместо  $W$  поставим  $\frac{I}{Z}$ ,

где  $I$ —момент инерции всего сечения относительно оси  $y$ — $y$  (рис. 6).

Пренебрегая моментом инерции элементов относительно собственной оси получим

$$I = 2F_1 \left( \frac{a+s}{2} \right)^2;$$

или на основании формулы (21)

$$Z = r_y.$$

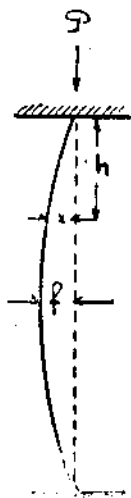


Рис. 8.

Таким образом

$$W = \frac{I}{Z} = \frac{2F_1 r_y^2}{r_y} = 2F_1 r_y = F r_y, \quad (24)$$

$$\sigma_{\text{сум}} = \frac{P}{F} + \frac{P f}{F r_y} = \frac{P}{F} \left( 1 + \frac{f}{r_y} \right). \quad (25)$$

Сила, действующая на один элемент (вогнутый),

$$X = F_1 [\sigma_-]_{\text{сум}} = \frac{P F_1}{F} \left( 1 + \frac{f}{r_y} \right) = \frac{P}{2} \left( 1 + \frac{f}{r_y} \right). \quad (26)$$

Значение максимального прогиба  $f$  определяем из следующих соображений.

Пусть до деформации в стержнях имеем допускаемые напряжения

$$[\sigma_-]^0 = \varphi_y [\sigma_-].$$

При деформации на вогнутой стороне сечения одной ветви напряжение будет увеличиваться в зависимости от нарастания изгибающих моментов, т.е.

$$\sigma_1 = \varphi_y [\sigma_-] + \frac{P z}{W_y} = \varphi_y [\sigma_-] + \frac{P z}{F r_y}. \quad (27)$$

Очевидно, при максимальной стреле прогиба суммарное напряжение, как предел, не должно превышать нормального напряжения при сжатии, т.е.

$$\varphi_y [\sigma_-] + \frac{P f}{F r_y} = [\sigma_-],$$

откуда

$$f = \frac{[\sigma_-] (1 - \varphi_y) F r_y}{P}. \quad (28)$$

Допускаемое усилие на продольный изгиб составит

$$P = F \varphi_y [\sigma_-]; \quad (29)$$

подставив это значение в предыдущую формулу, получим

$$f = \left( \frac{1 - \varphi_y}{\varphi_y} \right) r_y = \left( \frac{1}{\varphi_y} - 1 \right) r_y; \quad (30)$$

подставив, наконец, значение  $f$  в формулу (26), получим

$$x = \frac{P}{2} \left( 1 + \frac{f}{r_y} \right) = \frac{P}{2} \left( 1 + \frac{1}{\varphi_y} - 1 \right) = \frac{P}{2 \varphi_y}; \quad (31)$$

напряжение в стержне будет

$$[\sigma] = \frac{X}{\varphi_1 F_1},$$

где  $\varphi_1$  — коэффициент, зависящий от гибкости одной ветви  
или

$$[\sigma] = \frac{P}{2\varphi_1 \varphi_y F_1} = \frac{P}{\varphi_1 \varphi_y F}, \quad (32)$$

или  $[\sigma]^0 = \varphi_1 \cdot \varphi_y [\sigma]$ ,  
что, как видно, предусмотрено Техническими условиями.

## § 15. Подбор сечений сжатых элементов составного сечения

Для подбора сечений сжатых элементов составного сечения поступаем следующим образом:

1. По формуле Эйлера:

а) предварительно находим необходимый  $I_{\min}$  и приравниваем его  $I_x$ ;

б) делим  $I_x$  на число элементов и находим  $I'_x$ , так как ось одного элемента совпадает с осью  $x-x$  всего сечения. Задаемся шириной и находим высоту;

в) ветви расставляем так, чтобы общая ширина, примерно, вместе с зазорами равнялась высоте для условия равнопрочности;

д) для проверки напряжений, вычисляем  $r_x, r_y, r_1$  и находим  $\varphi_x, \varphi_y$  и по ним напряжения;

е) расстояние между прокладками определяем из условия, чтобы гибкость одной ветви была бы меньше или равна наибольшей гибкости сечения относительно осей  $x-x$  и  $y-y$ . Из условия равнопрочности, как уже указано, желательно соблюдение условия  $\varphi_1 = \frac{\varphi_x}{\varphi_y}$ ;

ф) если допускаемое напряжение, вычисленное по гибкости стержня относительно оси  $x-x$ , почему либо не использовано, можно  $\varphi_1$  определить из следующего выражения

$$\varphi_1 = \frac{\varphi_x}{\varphi_y} \frac{[\sigma]_{\phi}}{[\sigma]^0},$$

где

$[\sigma]_{\phi}$  — фактическое напряжение,  
 $[\sigma]^0$  — допускаемое напряжение для данной конструкции.

2. По способу проф. Морике:

а) находим по вышеприведенной формуле  $F = (14P + 9L^2)0,9$ ;

б) находим сечение по тем же соображениям, т.е. чтобы примерно ширина вместе с зазорами была равна высоте;

в) проверку напряжений производим попрежнему.

**ПРИМЕЧАНИЯ:** 1. Расчетная площадь  $F$  во всех формулах принимается согласно Технических условий и Норм, а именно:

а)  $F$  брутто всего сечения в том случае, если ослабление в опасном сечении не превышает 25 проц.

б)  $\frac{4}{3} F$  нетто, если ослабление более 25 проц.

Это распространяется только на случай симметричного ослабления сечения болтами, гвоздями, шпонками, без ослабления крайних волокон.

2. Для составного сложного поперечного сечения, изображенного на рис. 9, расчетные коэффициенты составляют:

для оси  $x-x$  —  $\varphi_2 \cdot \varphi_{xy}$

для оси  $y-y$  —  $\varphi_1 \cdot \varphi_{y}$

где  $\varphi_1$  и  $\varphi_2$  — коэффициенты для отдельной ветви относительно осей 1-1 и 2-2, параллельных соответственно осям  $x-x$  и  $y-y$ .

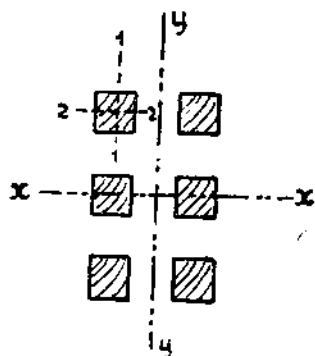


Рис. 9.

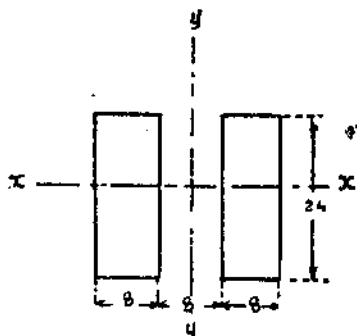


Рис. 10.

## ПРИМЕРЫ

**Пример 1.** Подобрать сечение составного стержня, состоящего из 2-х элементов для следующих данных:

$L = 4,00$  м;  $P = 18,00$  т; класс сооружений III; марка леса II; сосна В. С.

Поправочный коэффициент для напряжений по этим данным = 1,00.

А. По формуле Эйлера:

$$I_x = 60 PL^2 = 60 \cdot 18 \cdot 4^2 = 18000 \text{ см}^4$$

$$I_x = \frac{18000}{2} = 9000 \text{ см}^4$$

при  $b = 8,00$  см.

$$\frac{bh^3}{12} = 9000; \quad h = \sqrt[3]{\frac{9000 \cdot 12}{8}} = 24 \text{ см.}$$

Расстановку ветвей делаем с зазорами в 8 см (рис. 10).



## Проверка напряжений

$$r_x = 0,289 h = 0,289 \cdot 24 = 6,90;$$

$$r_y = \sqrt{\frac{a^2}{12} + \frac{1}{4}(a+s)^2},$$

или по таблице = 8,33 см;

$$r_1 = 0,289 a = 0,289 \cdot 8 = 2,30.$$

$$I_x = \frac{400}{6,90} \approx 60; \varphi_x = 0,58.$$

$$I_y = \frac{400}{8,33} = 48; \varphi_y = 0,66.$$

$$\sigma_{фак} = \frac{18000}{2,8 \cdot 24} = 47 < 0,58 \cdot 100.$$

Расстояние между прокладками:

$$\varphi_1 = \frac{\varphi_x [\sigma]_{фак}}{\varphi_y [\sigma_-]} = \frac{0,58 \cdot 47}{0,66 \cdot 58} = 0,70.$$

По таблице находим

$$\frac{l_1}{r_1} = 43; l_1 = 43 \cdot r_1 = 43 \cdot 2,3 = 99 \text{ см (рис. 10а).}$$

В. По формуле проф. Морике

$$F = (14 \cdot P + 9 L^2) 0,9 = (14 \cdot 18 + 9 L^2) 0,9 = 350 \text{ см}^2.$$

Принимаем

$$2 \times 7 \times 25 = 350 \text{ см}^2,$$

или

$$2 \times 8 \times 24 = 384 \text{ см}^2$$

и делаем проверку поперечному.

Пример 2. Подобрать сечение сжатого стержня из 3-х элементов и проверить напряжение при следующих данных:  $P = 20 \text{ т}$ ,  $L = 3,8 \text{ м}$ , класс соор. II, марка леса I, сосна п. с.

Поправочный коэффициент  $K$  для напряжений равен 0,90.

$$[\sigma_-] = 100 \times 0,9 = 90 \text{ кг/см}^2$$

А. По способу Эйлера

$$I_x = \frac{60 P L^2}{0,9} = \frac{60 \cdot 20 \cdot 3,8^2}{0,9} \approx 21000 \text{ см}^4;$$

$$P_x = \frac{21000}{3} = 7000 \text{ см}^4.$$

Задавшись шириной  $b = 6,0$  см, получим

$$\frac{bh^3}{12} = 7000 \text{ см}^4;$$

откуда

$$h = \sqrt[3]{\frac{7000 \cdot 12}{6}} \approx 24 \text{ см.}$$

Расстановку элементов производим с зазором в 4 см.

Проверка напряжений:

$$r_x = 0,289 \cdot 24 = 6,90 \text{ см.}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{a^2}{12} + \alpha(s+a)^2},$$

или по таблице = 8,4 см;

$$r_1 = 0,289 \cdot a = 0,289 \cdot 6 = 1,70 \text{ см.}$$

$$i_x = \frac{380}{0,90} = 54; \varphi_x = 0,62;$$

$$i_y = \frac{380}{8,4} = 45; \varphi_y = 0,68;$$

$$\sigma_{\text{фак}} = \frac{20000}{3 \cdot 6 \cdot 24} = 47 < 56 \text{ кг/см}^2.$$

Расстояние между прокладками:

$$\varphi_1 = \frac{\varphi_x [\sigma]_{\text{фак}}}{\varphi_y [\sigma]^\circ} = \frac{0,62}{0,68} \cdot \frac{47}{56} = 0,72.$$

По таблице находим  $i = 40$ .

Следовательно

$$\frac{l_1}{r_1} = 40; l_1 = 40 \cdot r_1 = 68 \text{ см.}$$

В. По Морике

$$F = \frac{(14P + 9L^2) \cdot 0,9}{0,9} = \frac{14 \cdot 20 + 9 \cdot 3,8^2}{0,9} \approx 420 \text{ см}^2.$$

Задавшись шириной  $a$  одного элемента 6,0 см, получим

$$h = \frac{420}{3 \cdot 6} \approx 24 \text{ см, как по формуле Эйлера.}$$

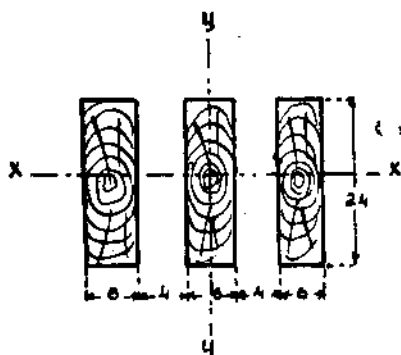


Рис. 11.

## § 16. Сдвигающие усилия при продольном изгибе

Как выше указано, при продольном изгибе в любом сечении появляется изгибающий момент (рис. 8):

$$M_y = Px.$$

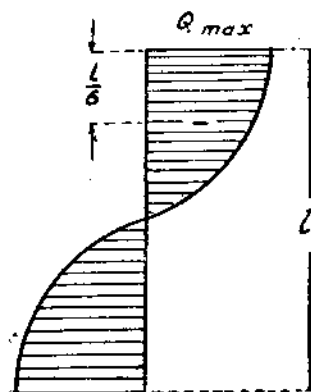


Рис. 12.

Так же, как при поперечном изгибе, появляется перерезывающая сила и, как результат последней, в плоскости швов имеется сдвигающая сила, которая действует на прокладки, стремясь сдвинуть их вдоль оси стержня.

Из курса сопротивления материалов известно, что перерезывающая сила меняется по закону косинусоиды и эпюра примет вид, показанный на рисунке 12.

## § 17. Определение сдвигающей силы

Сдвигающая сила пропорциональна перерезывающей и выражается, как известно из курса сопротивления материалов, так:

$$T = \frac{Q_y S_y}{I_y}, \quad (33)$$

где  $T$  — величина сдвигающей силы на 1 погон. сантиметр,

$Q_y$  — перерезывающая сила на данном участке,

$S_y$  — статический момент сдвигаемой части относительно оси  $y-y$ ,

$I_y$  — момент инерции всего сечения относительно оси  $y-y$ .

Ввиду того, что  $Q$  (перерезывающая сила) переменная величина, определим величину сдвигающей силы на полупролете элемента, т. е. величину  $T_{\frac{l}{2}}$ .

Вместо  $Q$  подставим его значение по теореме Шведлера-Журавского, т. е.  $Q_y = \frac{dM}{d_y}$ .

Умножаем обе части выражения [33] на  $d_y$

$$T d_y = \frac{S_y}{I_y} dM_y,$$

или

$$\int_0^{\frac{l}{2}} T d_y = \frac{S_y}{I_y} \int_0^{\frac{l}{2}} dM_y;$$

откуда

$$T_{\frac{l}{2}} = M_{\max} \frac{S_y}{I_y}. \quad (34)$$

Подставим в эту формулу вместо  $I_y$  его приближенное значение из формулы (24), т. е.  $I_y = Fr_y Z = W_z$ ; вместо  $M_{max}$  его значение:

$$M = Pf = P \left( \frac{1}{\varphi_y} - 1 \right) r_y;$$

тогда формула (34) примет следующий вид:

$$T_{\frac{z}{2}} = \frac{S_y}{Fr_y Z} \cdot P \left( \frac{1}{\varphi_y} - 1 \right) r_y = \frac{S_y}{Z} \left( \frac{1}{\varphi_y} - 1 \right) \frac{P}{F}. \quad (35)$$

Значение  $T_{\frac{z}{2}}$  надо помножить еще на соотношение допускаемого напряжения при изгибе к допускаемому напряжению при сжатию, т. е.

$$T_{\frac{z}{2}} = \frac{S_y}{Z} \left( \frac{1}{\varphi_y} - 1 \right) \frac{P}{F} \cdot \frac{[\sigma_u]}{[\sigma_-]},$$

так как от изгиба мы перешли к сжатию.

По Техническим условиям и Нормам вводится дополнительно еще поправочный коэффициент  $K_{сдв}$  сдвига в зависимости от количества швов, и формула принимает окончательный вид:

$$T_{\frac{z}{2}} = K_{сдв} \frac{S_y [\sigma_u]}{Z [\sigma_-]} \left( \frac{1}{\varphi_y} - 1 \right) \frac{P}{F}. \quad (36)$$

В этой формуле, как уже указано,  $K_{сдв}$  — поправочный коэффициент, зависящий от количества швов (таблица 5).

$S_y$  — статический момент сдвигаемой части относительно оси  $y-y$  (проходящей через центр тяжести),

$Z$  — расстояние отдаленного волокна от оси  $y-y$ ,

$\varphi_y$  — коэффициент, зависящий от гибкости,

$P$  — действующая нагрузка.

$F$  — площадь брутто, при симметричном ослаблении ее до 25 проц. и  $\frac{4}{3}F$  нетто при ослаблении больше 25 проц.

Таблица 5

Таблица коэффициентов  $K_{сдв}$

Число швов	$K_{сдв}$	Число швов	$K_{сдв}$	Число швов	$K_{сдв}$
1	1,01	6	1,15	11	1,49
2	1,03	7	1,20	12	1,60
3	1,05	8	1,26	13	1,73
4	1,08	9	1,32	14	1,89
5	1,11	10	1,40	15	2,09

Сдвигающее усилие  $T_e$ , приведенное здесь, как уже упомянуто, применимо для основного случая, т.е. для стержня, шарнирно закрепленного на концах. Для остальных случаев закрепления формула имеет аналогичный вид, т.е.

$$Tl_1 = K_{сдв} \frac{S_y}{Z} \left( \frac{1}{\varphi_y} - 1 \right) \frac{[\sigma_u]}{[\sigma_-]} \cdot \frac{P}{F}, \quad (37)$$

где  $l_1 = l$  при консольном защемлении,

где  $l_1 = \frac{1}{3}l$  при защемлении одного конца и при шарнирном другом конце,

$l_1 = \frac{1}{4}l$  при защемлении обоих концов.

На всю длину стержня расчетное сдвигающее усилие множится на соответствующее количество участков, т.е. соответственно на 2, 3, 4.

Во всех вышеуказанных случаях связи жесткости должны размещаться равномерно и рассчитываться на одинаковые усилия.

Узловые соединения, а также прокладки в середине длины, в расчет на сдвигающие усилия не вводятся.

ПРИМЕЧАНИЯ: 1. Величина сдвигающего усилия вычислена для одного шва.  
2. Даже при больших значениях  $\varphi_y$  и, следовательно, незначительных сдвигающих силах, связи надо поставить конструктивно, так как практически неизбежны неучтенные изгибающие моменты, вследствие эксцентричного приложения усилий, случайных перегрузок ветвей, неоднородности материала.

Для расчетных составных сечений с одинаковой толщиной прокладок и досок сдвигающая сила на полупролете может быть определена по формуле

$$T_e = K_m N,$$

где  $K_m$  берется из приложенной таблицы.

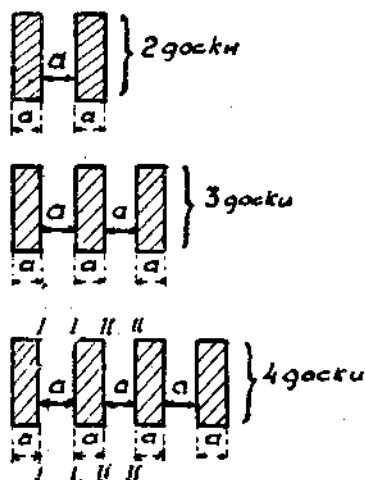


Рис. 13.

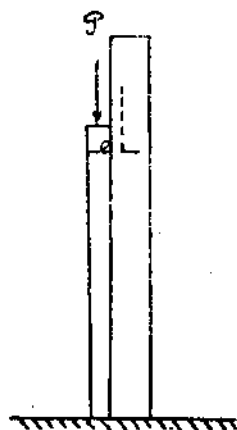


Рис. 14.

Таблица сдвигающих сил для досчатых составных сечений типа, указанного на рис. 13

Коэффициент  $K_m$ 

$\varphi_y$	Число досок в сечении				$\varphi_y$	Число досок в сечении			
	Две	Три	Четыре по шву			Две	Три	Четыре по шву	
			I—I	II—II				I—I	II—II
0,10	3,40	2,75	2,46	3,26	0,50	0,38	0,31	0,27	0,36
0,12	2,77	2,24	1,99	2,65	0,52	0,35	0,28	0,25	0,33
0,14	2,32	1,88	1,66	2,22	0,54	0,32	0,26	0,23	0,31
0,16	1,98	1,61	1,42	1,90	0,56	0,30	0,24	0,21	0,28
0,18	1,72	1,39	1,23	1,65	0,58	0,27	0,22	0,20	0,26
0,20	1,51	1,22	1,08	1,45	1,60	0,25	0,20	0,18	0,24
0,22	1,34	1,08	0,96	1,28	0,62	0,23	0,19	0,17	0,22
0,24	1,20	0,97	0,86	1,15	0,64	0,21	0,17	0,15	0,20
0,26	1,07	0,87	0,77	1,03	0,66	0,19	0,16	0,14	0,19
0,28	0,97	0,79	0,70	0,93	0,68	0,18	0,14	0,13	0,17
0,30	0,87	0,71	0,63	0,84	0,70	0,16	0,13	0,12	0,15
0,32	0,80	0,65	0,58	0,77	0,72	0,15	0,12	0,11	0,14
0,34	0,73	0,59	0,53	0,70	0,74	0,13	0,11	0,10	0,13
0,36	0,67	0,54	0,48	0,64	0,76	0,12	0,10	0,09	0,11
0,38	0,62	0,50	0,44	0,59	0,78	0,11	0,09	0,08	0,10
0,40	0,57	0,46	0,41	0,54	0,80	0,09	0,08	0,07	0,09
0,42	0,53	0,42	0,37	0,50	0,82	0,08	0,07	0,06	0,08
0,44	0,48	0,39	0,34	0,46	0,84	0,07	0,06	0,05	0,07
0,46	0,44	0,36	0,32	0,42	0,86	0,06	0,05	0,04	0,06
0,48	0,41	0,33	0,29	0,39	0,88	0,05	0,04	0,04	0,05
0,50	0,38	0,31	0,27	0,36	0,90	0,04	0,03	0,03	0,04

Связи ставятся на нагелях, шпонках и расчет скреплений производится по соответствующим формулам. В примерных расчетах стропильных ферм приведем расчет скреплений и размещений прокладок.

## § 18. Расчет эксцентрично нагруженных стоек

Если сила приложена к стойке с некоторым эксцентриситетом, она вызывает в стойке, кроме сжимающих напряжений, также изгибающие напряжения от внешнего момента (рис. 14).

Выражение для суммарного напряжения, приведенного к сжимающим или изгибающим, примет вид

$$[\sigma_-]_{\text{сум}} = -\frac{P}{\varphi F} + \frac{[\sigma_-] M_{\text{max}}}{[\sigma_n] W}$$

или

$$[\sigma_n]_{\text{сум}} = -\frac{P[\sigma_n]}{\varphi F[\sigma_-]} + \frac{M_{\text{max}}}{W} \quad (38)$$

## ПОПЕРЕЧНЫЙ ИЗГИБ

### § 19. Классификация балок

Силы, приложенные перпендикулярно к оси бруска, вызывают в нем деформацию изгиба. Так на изгиб работают элементы кровли, балки чердачных и междуэтажных перекрытий.



Балки бывают одиночные—из одного элемента, и составные—из двух или более элементов, уложенных рядом или по высоте, также сложного профиля (двухтавровые, коробчатые).



По сечению одиночные балки бывают: прямоугольного сечения—брусчатые или досчатые, круглого сечения из бревен без обработки таковых, или отесанные на два канта. В последнем случае балки называются лежнями.

### § 20. Расчет деревянных балок

Расчет деревянных балок сводится к двум операциям: 1) проверке на прочность, 2) проверке на жесткость. Составные балки, кроме того, проверяются на скалывание по плоскости швов.

#### Проверка на прочность

При расчете принимается, что нейтральная ось проходит в центре тяжести сечения и проверка производится по известной формуле из курса сопротивления материалов:

$$[\sigma_u] \leq \frac{M_{max}}{W_{net}}$$

где  $[\sigma_u]$ —напряжение при изгибе в  $кг/см^2$ ;  
 $W_{net}$ —момент сопротивления нетто в  $см^3$

Формула эта, как известно, годится для изотропных материалов, однако, с некоторым приближением может быть использована и для дерева.

Многочисленные исследования показали, что эпюра распределения напряжений в действительности имеет криволинейную форму со сдвинутой нулевой линией к наружным растянутым волокнам (рис. 16).

Этим объясняется тот факт, что разрушение балок происходит со стороны растянутых волокон, несмотря на то, что временное сопротивление на растяжение гораздо больше временного сопротивления на сжатие. В пределах допускаемых напряжений действительные напряжения растяжения при изгибе будут на 10—15 проц. больше, чем по формуле, однако, ввиду равных допускаемых напряжений на сжатие и растяжение, можно пользоваться общепринятой формулой.

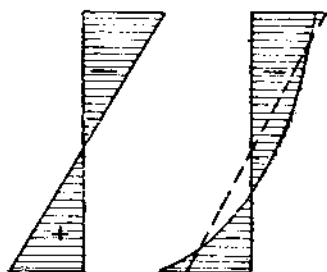


Рис. 16.

### Проверка на жесткость

Допускаемый при изгибе прогиб определяется назначением сооружения. Для деревянных конструкций допускаемый прогиб колеблется в пределах  $\frac{1}{200}L - \frac{1}{400}L$ , причем нижний предел при-

меним для мало ответственных конструкций, как элементов кровли (прогонов, поперечной и продольной обрешетки), балок чердачных перекрытий. Верхний предел применим для ответственных конструкций, а также для элементов кровли, в зависимости от жесткости водоизоляционного ковра. В обыкновенном коммунальном строительстве принимается для чердачных перекрытий

$$\frac{f}{L} = \frac{1}{250};$$

для междуэтажных перекрытий

$$\frac{f}{L} = \frac{1}{300} - \frac{1}{350}.$$

Расчетный пролет принимается:

- для неразрезных балок—расстояние между центрами опор,
- для разрезных балок:

$$L_p = L + 0,20.$$



## § 21. Нагрузки

Нагрузки, как известно, бывают двух видов: 1) постоянная и 2) переменная.

1) Постоянная нагрузка на квадратный метр горизонтальной проекции зависит от конструкции перекрытия, что надо уяснить до расчетов. Основную часть в постоянной нагрузке составляет звукоизоляционный слой засыпки в междуэтажных перекрытиях и теплоизоляционный слой в чердачных перекрытиях. Из экономических соображений желательнее максимально облегчить эту нагрузку. Для этого используют шлаковую засыпку, глину с опилками в пропорции 1:5, фибролит и другие легкие заполнители. В типовом стандарте Иннорса за №№ 35 и 36 приведен целый ряд типов перекрытий междуэтажных и чердачных с весом от 70 до 150 кг на квадратный метр.

2) Временная нагрузка зависит от назначения сооружения и именно:

а) чердачные перекрытия—50—75 кг/м<sup>2</sup>;

б) междуэтажные перекрытия жилых помещений—150 кг/м<sup>2</sup>;

в) классные помещения—200 кг/м<sup>2</sup> и т. д.

(Нормы для статического расчета приложены в конце книги.)

При расчете балок, согласно тех же норм, полезная нагрузка снижается на 20 проц.

Для расчета кровли временной нагрузкой служит снег при угле наклона крыши к горизонту меньше 50°, а также ветер, если угол наклона крыши к горизонту составляет больше 30°.

В фабрично-заводских сооружениях временная нагрузка определяется в соответствии со специальным заданием.

Чаще всего приходится иметь дело с равномерно распределенной нагрузкой, расположенной по всей длине или на части длины балки, интенсивность которой задается величиной нагрузки на 1 пог. метр балки.

## § 22. Балки с равномерно распределенной нагрузкой

Из сопротивления материалов известно, что

$$M_x = Ax - \frac{qx^2}{2}; \quad \frac{dM_x}{dx} = A - qx = 0; \quad x = \frac{A}{q};$$

откуда

$$M_{max} = A \cdot \frac{A}{q} - \frac{q}{2} \left( \frac{A}{q} \right)^2 = \frac{A^2}{2q}. \quad (41)$$

Этой формулой удобно пользоваться для определения максимального момента, когда нагрузка начинается с опоры (рис. 17).

Если равномерно распределенная нагрузка не доходит до опор, тогда

$$M_x = Ax - \frac{q(x-a)^2}{2}; \quad \frac{dM_x}{dx} = A - q(x-a) = 0; \quad x = \frac{A}{q} + a;$$

откуда

$$M_{max} = \frac{A^2}{2q} + Aa. \quad (42)$$

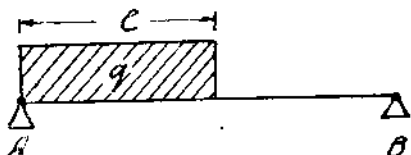


Рис. 17.



Рис. 18.

Таким образом, по заданным напряжениям получим для прямоугольных балок

$$W = \frac{M_{max}}{[\sigma_u]} = \frac{bh^3}{6};$$

откуда

$$h = \sqrt[3]{\frac{6W}{b}};$$

для круглого сечения

$$W = 0,1d^3; \quad d = \sqrt[3]{10W} \quad (43)$$

Если задаться обычно встречаемым соотношением между высотой и шириной брусьев, рационально выпиливаемых из бревен, т. е.

$$h : b = 7 : 5 = 1,4,$$

получим приближенно

$$W = \frac{bh^3}{6} = 0,7 \frac{h \cdot h^3}{6} \approx \frac{h^4}{8} = \left(\frac{h}{2}\right)^4; \quad (44)$$

$$h = 2 \sqrt[4]{W}.$$

Для других случаев нагрузки приведена таблица со всеми необходимыми материалами.

### § 23. Проверка на жесткость

При равномерно распределенной нагрузке по всему пролету прогиб определяется, как известно, по формуле

$$f = \frac{5}{384} \frac{QL^4}{EI};$$

где Q—вся нагрузка балки.

Эту формулу можно привести к более удобному виду, а именно:

$$\frac{f}{L} = \frac{5}{384} \frac{QL^2}{EI_x};$$

откуда

$$I_x = \frac{5}{384} \frac{Q}{f} \frac{L^2}{L};$$

подставив вместо  $E = 110\,000 Q$  — в тонах,  $L$  — в метрах, получим:

$$I_x = 1,2 \frac{QL^2}{fL}, \quad (46)$$

т.е. при

$$1) \frac{f}{L} = \frac{1}{200}; \quad I_x = 240 QL^2.$$

$$2) \quad " = \frac{1}{250}; \quad " = 300 QL^2.$$

$$3) \quad " = \frac{1}{300}; \quad " = 360 QL^2.$$

$$4) \quad " = \frac{1}{350}; \quad " = 420 QL^2.$$

$$5) \quad " = \frac{1}{400}; \quad " = 480 QL^2.$$

**ПРИМЕЧАНИЕ.** Формула выведена для дерева воздушно-сухого; при другой влажности значение для  $I_x$  увеличивается, а именно: для полусухого на 1,10, для сырого на 1,40.

Для балок прямоугольного сечения с отношением

$$h : b = 7 : 5 = 1,4,$$

получим:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{5}{7} \cdot \frac{h \cdot h^3}{12} \approx \frac{h^4}{64};$$

откуда

$$h = 2\sqrt[4]{I} \quad (47)$$

Таким образом для таких балок уравнение прочности и жесткости имеет аналогичный вид:

$$h \leq 2\sqrt[4]{W},$$

$$h \leq 2\sqrt[4]{I}.$$

Для круглых балок

$$I = 0,05 d^4; \quad d = \sqrt[4]{20I} \quad (48)$$

Пример 1. Подобрать сечение балок при данных

$$g \text{ (пост.)} = 150 \text{ кг/м}^2.$$

$$p \text{ (врем.)} = 250 \text{ кг/м}^2.$$

Расстояние между балками—1,00 м;  $L = 5,00$  м.

$$q = p + g = 400 \text{ кг/м};$$

$$Q = 400 \cdot 5 = 2000 \text{ кг};$$

$$A = 1000 \text{ кг};$$

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8},$$

или

$$M_{\max} = \frac{A^2}{2q} = \frac{1000^2}{2 \cdot 400} = 1250 \text{ кг/м};$$

$$W = \frac{125000}{110} = 1140 \text{ см}^3;$$

$$h \leq 2 \sqrt[3]{1140} \leq 21 \text{ см.}$$

Из условия жесткости при  $\frac{f}{L} = \frac{1}{300}$ ,

$$I_x = 360 QL^2 = 360 \cdot 2 \cdot 5^2 = 18000;$$

$$h = 2 \sqrt[3]{18000} = \sim 23 \text{ см};$$

$$b = \frac{5}{7} h = \sim 16 \text{ см.}$$

Пример 2. Для любых соотношений  $L = 5,20$  м; класс соор. II; марка леса I; сосна П. С. Поправочный коэффициент равен 0,9.

$$M_{\max} = \frac{gl^2}{8} = \frac{400 \cdot 5,2^2}{8} = 1352 \text{ м}^2 = 135200 \text{ см}^2;$$

$$W = \frac{M}{[\sigma_d]} = \frac{135200}{0,9 \cdot 110} = 1352 \text{ см}^3;$$

Задаемся  $b = 15$  см;

$$h = \sqrt{\frac{6W}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1352}{15}} \sim 24 \text{ см.}$$

По прогибу  $I = 360 QL^2 \cdot 1,1 = 360 (0,4 \cdot 5,2) 5,2^2 \cdot 1,1 = 22280 \text{ см}^4$   
при  $b = 15$  см,

$$h = \sqrt[3]{\frac{12I}{b}} = \sqrt[3]{\frac{122280}{15}} \sim 26 \text{ см.}$$

Необходимое сечение очевидно будет  $15 \times 26$  см.

## § 24. Другое выражение для прогиба

Выразим отношение стрелы прогиба к пролету через напряжение, для чего сделаем ряд преобразований:

$$\frac{f}{L} = \frac{5}{384} \frac{QL^2}{EI} = \frac{5}{48} \frac{QL}{8} \cdot \frac{L}{EI} \quad (49)$$

вместо  $\frac{QL}{8}$  при равномерно распределенной нагрузке поставим

$M_{max}$ ; вместо  $I$  поставим  $\frac{Wh}{2}$ ,

где  $W$ —момент сопротивления,  
 $h$ —высота сечения.

Тогда

$$\frac{f}{L} = \frac{5}{48} \frac{M_{max}}{W}, \quad \frac{2L}{h} = \frac{5}{24E} \frac{L}{h} \frac{M_{max}}{W},$$

или

$$\frac{f}{L} = \frac{5L}{24h} \frac{\sigma_u}{E},$$

где  $\sigma_u$ —напряжение от изгиба.

Тогда

$$\frac{f}{L} = \alpha \frac{L}{h} \frac{\sigma_u}{E},$$

где  $\alpha$ —коэффициент, зависящий от рода нагрузки

(в данном случае  $= \frac{5}{24}$ ),

или обратно

$$\frac{L}{h} \ll \frac{E \cdot f}{\alpha \sigma_u}. \quad (50)$$

При максимальном допускаемом напряжении, т.е. при

$$\sigma_u = [\sigma_u] = 110 \text{ к/см}^2$$

получим:

$$\frac{L}{h} = \alpha' \frac{f_{max}}{L}, \quad (51)$$

где  $\alpha'$ —коэффициент  $\frac{E}{\alpha' [\sigma_u]}$ .

При равномерно распределенной нагрузке очевидно

$$\alpha' = \frac{110000}{5/24 \cdot 110} \approx 4800.$$

Проверку на прогиб можно не производить пока

$$\frac{L}{h} < \alpha' \frac{f_{max}}{L};$$

если же

$$\frac{L}{h} > \alpha' \frac{f_{max}}{L},$$

то приходится либо увеличивать высоту балки, либо уменьшать напряжение во столько раз, во сколько раз действительное от-

ношение  $\frac{L}{h}$  больше или меньше определенного по вышеуказанной формуле

Таблица 7

Значение  $\alpha'$  в формуле  $\frac{L}{h} = \alpha' \frac{f}{L}$  при полном использовании  $[\sigma_u]$

№	Род балки	Значение	$\alpha'$
		Равномерно-распр. нагр.	Сосредоточ. нагрузка
1	Свободнолеж. балка . . . . .	4800	6000
2	Защемленная на опорах . . . . .	16000	12000
3	Консольная балка . . . . .	2000	1500

При напряжениях, меньших допускаемых, очевидно, формула (51) примет следующий вид

$$\frac{L}{h} = \alpha' \frac{f}{L} \frac{[\sigma_u]}{\sigma_u} \quad (52)$$

Пример. Балки междуэтажного перекрытия, уложенные через 1,00 м, несут нагрузки

$$g = 150 \text{ кг/м}^2$$

$$p = 300 \text{ кг/м}^2$$

$$L = 5,40 \text{ м.}$$

Определить сечение и проверить напряжение  $\frac{f}{L} = 1/300$ .

Решение.

$$M_{max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{(300 + 150) 5,4^2}{8} = 1620 \text{ кг/м};$$

$$W = \frac{M}{[\sigma_u]} = \frac{1620 \cdot 100}{110} = 1500 \text{ см}^3;$$

$$\frac{L}{h} = 4800 \frac{f}{L} = 4800 \frac{1}{300} = 16.$$

Необходимо сечение балки при полном использовании напряжения:

$$h = \frac{L}{16} = \frac{540}{16} = 34 \text{ см.}$$

Ввиду чрезмерной высоты, полностью использовать напряжение невозможно.

Задаемся по ОСТ'у максимальной высотой

$$h = 26 \text{ см.}$$

т.е.

$$\frac{L}{h} = \frac{540}{26} \approx 21.$$

Следовательно, допускаемое напряжение надо уменьшить  
а именно:

$$\frac{\sigma_u}{[\sigma_u]} = \frac{16}{21} = 0,77; \sigma_u = 85 \text{ кг/см}^2$$

$$W = \frac{M}{\sigma_u} = \frac{162000}{85} = 1900 \text{ см}^3;$$

при  $h = 26 \text{ см}$  определяем  $b$  по формуле:

$$\frac{bh^2}{6} = 1840; b = \frac{1840 \cdot 6}{h^2} = \frac{1840 \cdot 6}{26^2} = \sim 16 \text{ см.}$$

Итак, необходима балка сечением  $16 \times 26$ .

Проверка.

$$W = \frac{16 \cdot 26^3}{6} = \sim 1808 \text{ см}^3$$

$$(\sigma_u) = \frac{M}{W} = \frac{162000}{1808} = \sim 89 \text{ кг/м}^2$$

$$\frac{f}{L} = \frac{L/h}{\alpha'} \cdot \frac{\sigma_u}{[\sigma_u]},$$

где

$$\alpha' = 4800$$

$$\frac{\sigma_u}{[\sigma_u]} = \frac{89}{110} = 0,8;$$

таким образом,

$$\frac{f}{L} = \frac{540/26}{4800} \cdot 0,8 = \sim \frac{1}{280}.$$

Ниже приводим две таблицы:

а) таблица  $\frac{L}{h}$  при полном использовании допускаемого напряжения для различных  $\frac{f}{L}$  и равномерно распределенной нагрузки;

б) таблица для  $\alpha, \alpha'$  при некоторых частных случаях нагрузки.

Таблица 8

№	$\frac{f}{L}$	Требуемое соотношение $L/h$ при допускаемом изгибом прогибе						
		$1/200$	$1/250$	$1/300$	$1/350$	$1/400$	$1/450$	$1/500$
60		44	35,2	29,3	25,1	22	19,5	17,6
70		37,7	30,2	25,2	21,6	18,9	16,8	15,1
80		33	26,4	22	18,9	16,5	14,7	13,2
90		29,3	23,4	19,5	16,7	14,7	13,0	11,7
100		26,4	21,1	17,6	15	13,2	11,7	10,6
110		24	19,2	16	13,7	12	10,7	9,6

## § 25. Междуэтажные и чердачные перекрытия по деревянным досчатым балкам

Иннорс'ом разработаны таблицы для подбора сечений досчатых балок междуэтажных и чердачных перекрытий различных типов.

Приводим одну таблицу для часто употребляемого и удовлетворительного типа междуэтажного перекрытия для 4-х



Рис. 19.

- 1) Пол. 2) Просеянная земля. 3) Глиняная смазка 2 см. 4) Балка. 5) Рейка. 6) Штукатурка. 7. Накат соломенной.

видов временной нагрузки в 150, 200, 250 и 350  $кг/м^2$ , при собственном весе перекрытия, без веса балок 140  $кг/м^2$ , а также таблицу для чердачных перекрытий с собственным весом в 200  $кг/м^2$ .

Ввиду повышенных требований, предъявляемых сейчас к перекрытиям (допускаемый прогиб для междуэтажных перекры-

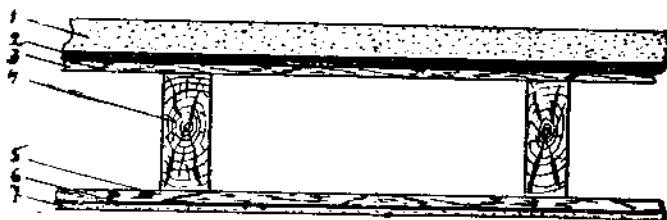


Рис. 20.

- 1) Опилки с глиной и известью, зашпаклеванной 5-проц. раствором фтористого натрия. 2) Глиняная смазка. 3) Подшивка. 4) Балки. 5) Подшивка. 6) Толь. 7) Штукатурка.

тий 1/300, вместо 1/250 допущенных стандартом от 1932 г.), таблицы эти годны для воздушно-сухой сосны при модуле упругости  $E = 110\,000 \text{ кг/см}^2$ . При другом сорте леса, расстояние между балками уменьшается пропорционально изменению модуля упругости.



Временная нагрузка 250 кг/м<sup>2</sup>  
Собственный вес перекрытия (без веса балок) 140 кг/м<sup>2</sup>

Длина балок по ОСТ в с.м.	Расчет пролет в с.м.	Пролет в свету в с.м.	Расстояние между осями балок в с.м.																	
			42	60	72	83	63	89	90	22 × 7	22 × 10	22 × 13	21 × 5	24 × 6	24 × 7	24 × 10	24 × 13	26 × 10	26 × 13	
310	300	290										90								
340	320	320	33	47	56	65	52	74	88	90		86	90							
370	360	350		36	43	50	44	62	74	85		73	88	87						
400	390	390			34	39	36	51	61	71	90	62	74	74						
430	420	410				31	29	41	49	57	80	53	63	65	90					
450—460	450	430—440						33	40	46	65	43	52	60	84	90				
490—500	490	470—480							31	36	50	33	40	46	66	83				
520	510	500								32	45	30	36	41	58	74				
550	540	530									38		30	35	49	62				
580	570	560									32	41		29	41	53				
610	600	590									29	35			38	46				
640—650	640	620—630													29	37				
Длина балок в с.м.	Сечение балок в с.м.		18 × 3,5	18 × 5	18 × 6	18 × 7	22 × 3,5	22 × 5	22 × 6	22 × 7	22 × 10	22 × 13	21 × 5	24 × 6	24 × 7	24 × 10	24 × 13	26 × 10	26 × 13	



**Собственный вес перекрытия (без веса балок) 140 кг/м<sup>2</sup>**  
**Временная нагрузка 200 кг/м<sup>2</sup>**

Длина балок по ОСТ в с.м.	Расчетный пролет в с.м.	Пролет в свету в с.м.	Расстояние между осями балок в с.м.																			
			48	69	82	90	72	90	22 × 5	22 × 6	22 × 7	22 × 10	22 × 13	24 × 5	24 × 6	24 × 7	24 × 10	24 × 13	24 × 18	26 × 10	26 × 13	
310	300	290	48	69	82	90	72	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
340	330	320	38	54	64	74	59	83	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
370	360	350	29	41	49	57	50	71	84	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
400	390	380		33	39	45	42	59	70	81	85	71	85	90	90	90	90	90	90	90	90	90
430	420	410			31	36	33	47	56	65	90	61	72	84	90	90	90	90	90	90	90	90
450—460	450	430—440				29	38	46	53	74	90	49	59	68	90	90	90	90	90	90	90	90
490—500	490	470—480					30	35	41	58	73	38	46	53	68	90	90	90	90	90	90	90
520	510	500						31	36	51	65	31	41	47	66	84	83	70	70	88	88	88
550	540	530							31	43	55	34	40	40	55	70	70	70	70	88	88	88
580	570	560							31	37	46	34	40	40	47	60	59	59	75	75	75	75
610	600	590								31	40	33	40	40	40	52	52	52	65	65	65	65
640—650	640	620—630									33	33	33	33	33	42	42	42	53	53	53	53
Длина балок в с.м.			Сечение балок в с.м.																			
			18 × 3,5	18 × 5	18 × 6	18 × 7	22 × 3,5	22 × 5	22 × 6	22 × 7	22 × 10	22 × 13	24 × 5	24 × 6	24 × 7	24 × 10	24 × 13	24 × 18	26 × 10	26 × 13	26 × 18	26 × 13





## § 26. Составные балки

Для больших пролетов, или при нормальных пролетах с большими нагрузками, сечение балок по *Ост'у* недостаточно. Для этого возможны два варианта:

1. Уменьшение пролета балок, если возможно, путем введения шпренгелей, подкосов или подбалок.

2. Увеличение сопротивления балок, путем укладки двух или трех балок по ширине или высоте.

**ПРИМЕЧАНИЕ.** Вопрос о гвоздевых составных балках таврового сечения с тонкой досчатой или фанерной стенкой будет разобран особо.

Если сравнить момент сопротивления  $n$  балок, уложенных рядом и по высоте, при достаточном обеспечении восприятия скальвающих напряжений, получим для первого случая

$$W_1 = n \frac{bh^2}{6};$$

для второго

$$W_2 = \frac{b}{6} (nh)^2 = \frac{n^2 bh^2}{6};$$

или

$$\frac{W_2}{W_1} = n,$$

т.е. момент сопротивления во втором случае в  $n$  раз больше.

Отсюда легко понять, что экономнее балки укладывать по высоте. Такие балки называются составными.

Ввиду того, что составные балки, как бы тщательно не пригнать их, слабее цельных балок, при расчете их вводится поправочный коэффициент.

По Т. У. и Н. при проверке составных балок на прочность и жесткость, моменты инерции и моменты сопротивлений, в зависимости от плотности связей и количества рабочих швов, уменьшаются делением значений  $I$  и  $W$  на следующие коэффициенты:

а) для балок, скрепленных гвоздями, нагелями или зубчатокольцевыми шпонками —  $1,1 K_{сдв.}$ ;

б) для балок, скрепленных призматическими или гладкими кольцевыми шпонками —  $1,25 K_{сдв.}$ , где  $K_{сдв.}$  — коэффициент, зависящий от числа рабочих швов в балке. Значение  $K_{сдв.}$  приведено в таблице 5.

Составные прогоны бывают зубчатые или шпоночные (рис. 21).

Зубчатые прогоны, также как и шпоночные, рассчитываются и конструируются так, чтобы воспринять сдвигающие силы, появляющиеся в плоскости примыкания балок. Для предупреждения скольжения одного бруса по другому брусью взаимно

врубаются прямоугольными или треугольными зубьями. Для плотного стыкания между зубьями загоняют дубовые клинья.

Шпоночные прогоны конструируются на призматических шпонках, дисковых дубовых или металлических кольцах. Чаще всего на практике составные прогоны делаются на призматических дубовых шпонках.

Зубчатые балки имеют следующие недостатки по сравнению со шпоночными:

Зубчатые балки имеют следующие недостатки по сравнению со шпоночными:

1) требуется тщательная и точная работа, в противном случае не все зубья подойдут вплотную и работу воспримет часть зубьев, при шпоночных же возможна регулировка подбивкой;

2) при усушке плотность нарушается и образуются щели;

3) момент сопротивления шпоночной балки на 20 проц. выше зубчатой.

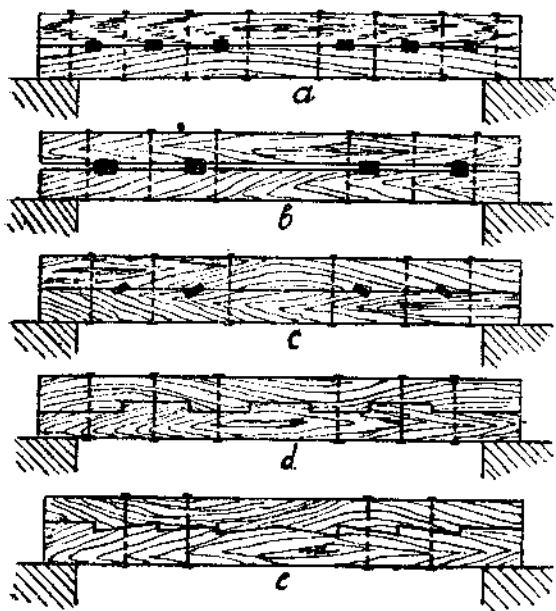


Рис. 21.

## § 27. Составные прогоны на шпонках

В защищенных сооружениях брусья плотно прилегают один к другому. В незащищенных от атмосферных влияний конструкциях рекомендуется между брусьями оставить зазор, который обыкновенно делается размером  $1/10h$ , где  $h$  высота одного бруса. Зазор между брусьями очень полезен, так как, кроме повышения момента сопротивления балки, он способствует свободному доступу воздуха между брусьями и предохраняет их от загнивания (рис. 21).

Шпонки бывают поперечные и продольные. Последние, как правило, косые. В плане шпонки имеют прямоугольную или клиновидную форму для того, чтобы можно было при усушке поддерживать плотность соединения (рис. 22).

Клиновидные шпонки часто составляются из двух частей (рис. 23).

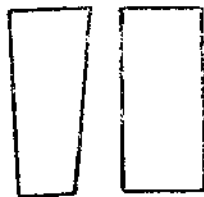


Рис. 22.

Двойные шпонки допускают подбивку с каждой стороны; кроме того врезка в брусках может быть прямоугольной. Длина шпонок должна быть больше толщины сплавляемых элементов для возможной подбивки их, а также для помещения в толком конце гвоздя против выведения шпонки. Особенно это необходимо в фабрично-заводских зданиях с подвижной или динамической нагрузкой, способствующей, вследствие сотрясения, расстройству стыка.

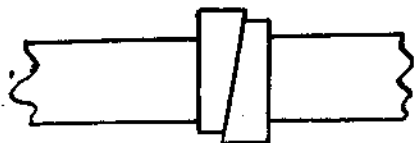


Рис. 23.

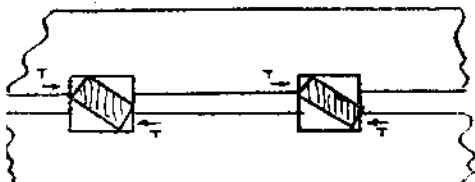


Рис. 24.

## § 28. Болты при шпоночных соединениях

Кроме шпонок, необходимо поставить также болты. Под влиянием продольных сдвигающих сил, шпонки стремятся выворачиваться и раздвигать балки. Этому должны воспрепятствовать болты, которые стягивают брусья и вызывают в них трение. Трение, вызываемое болтами, разгружает шпонки, однако, в запас прочности оно в расчет не принимается. Болты ставятся между шпонками. Пропускать болты через шпонки хуже, так как они мешают подбивке шпонок (рис. 24).

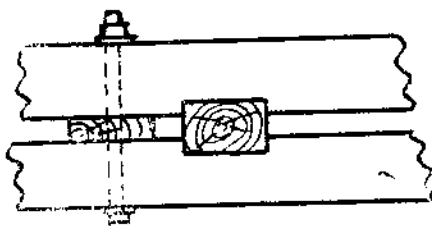


Рис. 25.

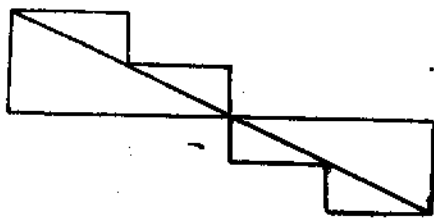


Рис. 26.

В случае устройства балок с зазором, в местах прохождения болтов прокладывают дубовые прокладки. Прокладки эти полезны тем, что создают трение между брусками и предупреждают сближение брусков при завинчивании болтов (рис. 25).

Шпонки размещаются обыкновенно при небольших пролетах на равных расстояниях по величине максимальной перерезывающей силы. При больших пролетах балку делят на несколько участков, и шпонки размещаются соразмерно с величиной перерезывающей силы на данном участке. Обыкновенно ограничиваются делением полупролета на две части. Таким образом эпюра восприятия шпонками скалывающих сил имеет вид ступеньчатых прямоугольников (рис. 26).



## § 29. Расчет составной балки на призматических поперечных шпонках

Поперечными шпонками, как уже упомянуто, называются шпонки, волокна которых идут перпендикулярно волокнам брусьев.

### 1. Определение скалывающего напряжения

Из сопротивления материалов известно, что  $t = \frac{QS}{Ib}$ , где:

$Q$ —поперечная сила,

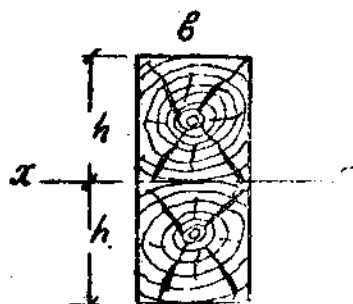
$S$ —статический момент сдвигаемой части относительно нейтральной оси,

$I$ —момент инерции всего сечения относительно той же оси.

При двух брусьях одинакового поперечного сечения имеем:

$$S = bh \cdot \frac{h}{2} = \frac{bh^2}{2};$$

$$I = \frac{b(2h)^3}{12} = \frac{2}{3}bh^3$$



$$t = \frac{Q \cdot \frac{bh^2}{2}}{2 \cdot \frac{2}{3}bh^3b} = \frac{3}{2} \frac{Q}{2bh} = \frac{3}{2} \frac{Q}{F}, \quad [53]$$

где  $F$ —площадь поперечного сечения.

Рис. 27.

### 2. Расчет шпонок

Обозначим через:

$h_m$ —глубину врезки шпонки в один элемент,

$l_m$ —длину шпонки,

$a$ —расстояние между центрами шпонок,

[ $\sigma$ ]—допускаемое напряжение на скалывание с соответствующими индексами вдоль или поперек волокон как для сосны, так и для дуба,

$t$ —фактическое скалывающее напряжение,

[ $\sigma$ ]—допускаемое напряжение на смятие с соответствующими индексами вдоль или поперек волокон.

Гнездо брусьев работает на смятие сосны вдоль волокон и скалывание сосны вдоль волокон между двумя соседними шпонками.

Тело шпонки работает на смятие и скалывание дуба поперек волокон.

Определение длины шпонки. Из условия равнопрочности шпонки на смятие и скалывание находим:

$$T_1 = bl_w [t_{\perp}] = bh_w [\sigma_{\perp}], \quad (54)$$

где  $T_1$ —сила, воспринимаемая одной шпонкой.  
Откуда

$$\frac{l_w}{h_w} = \frac{[\sigma_{\perp}]}{[t_{\perp}]} = \frac{60}{10} = 6.$$

ПРИМЕЧАНИЕ. Ослабление врезки одного элемента и, следовательно, глубина врезки шпонки в один элемент, т. е.  $h_w$  по нормам от  $1/10h$  —  $1/6h_w$ , где  $h$ —высота одного бруса.

### 3. Определение расстояния между шпонками

Усилие, воспринимаемое одной шпонкой,

$$T_1 = tab. \quad (55)$$

Это усилие должно восприниматься гнездом или шпонкой на смятие. Так как допускаемое напряжение на дуб поперек

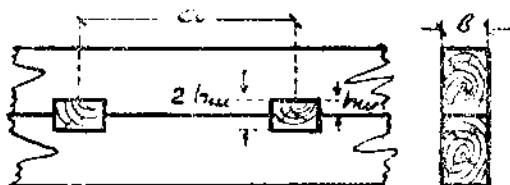


Рис. 28.

волокон меньше допускаемого напряжения на сосну вдоль волокон, то решающим будет условие прочности шпонки, т. е.

$$T_1 = h_w b [\sigma_{\perp}];$$

с другой стороны—

$$T_1 = tab.$$

Следовательно

$$tab = h_w b [\sigma_{\perp}],$$

откуда

$$\frac{a}{h_w} \leq \frac{[\sigma_{\perp}]}{t}.$$

Заменяв вместо

$$[\sigma_{\perp}] = 6[t_{\perp}], \quad (56)$$

получим

$$\frac{a}{h_w} \leq \frac{6[t_{\perp}]}{t} \quad (57)$$

С другой стороны, при близком расстоянии шпонок одна от другой, может сколоться дерево между шпонками. Из этих соображений получаем второй предел, т.е.

$$T_1 = (a - l_m) b [t] \quad (\text{сосна}) \quad (58)$$

Сравнивая выражение (55) с выражением (58), получим:

$$(a - l_m) b [t] = tab,$$

откуда

$$a[t] - ta = l_m [t];$$

$$a([t] - t) = l_m [t].$$

Заменяя  $l_m = 6h_m$ , получим:

$$a([t] - t) = 6h_m [t];$$

откуда

$$\frac{a}{h_m} \cong \frac{6[t]}{[t] - t}. \quad (59)$$

Подставив вместо  $[t]$  для дуба =  $10 \text{ кг/см}^2$ ;  
 $[t]$  для сосны =  $12 \text{ кг/см}^2$ ,  
 получим

$$\frac{a}{h_m} \cong \frac{60}{t}; \quad \frac{a}{h_m} \cong \frac{72}{12-t} \cong \frac{60}{\frac{5}{6}(12-t)} \quad (60)$$

Если знаменатели равны, т.е.

$$t = \frac{5}{6}(12 - t),$$

то обе формулы дают одинаковый результат, т. е.

$$11t = 60; \quad t \cong 5,5 \text{ кг/см}^2.$$

При  $t < 5,5 \text{ кг/см}^2$  расстановка шпонок по формуле (60).

При  $t > 5,5 \text{ кг/см}^2$  расстановка шпонок невозможна.

Отсюда простое правило: для поперечных шпонок сечения надо подобрать так, чтобы скалывающее напряжение в плоскости шва было меньше  $5,50 \text{ кг/см}^2$ .

**ПРИМЕЧАНИЕ.** Максимальное расстояние между центрами шпонок не должно превышать  $20 h_m$ .

Пример 1. Рассчитать балку при  $L = 6,50$  м;  $q = 1000$  кг/м;

$$M_{max} = q \frac{L^2}{8} = \frac{1000 \cdot 6,5^2}{8} = 5300 \text{ кгм};$$

$$W = 1,25 \frac{M}{[\sigma_u]} = \frac{1,25 \cdot 5300 \cdot 100}{110} = \sim 6000 \text{ см}^3.$$

Задаемся  $b = 20$  см.

$$\frac{bH^2}{6} = 6000; \quad H = \sqrt{\frac{6000 \cdot 6}{20}} = \sim 43 \text{ см}.$$

Принимаем  $2 \times 20 \times 22$ .

Проверка на прогиб

$$\frac{L}{h} \leq \alpha' \frac{f}{L} \leq 4800 \cdot \frac{1}{300} = 16;$$
$$\frac{650}{44} = 15 < 16.$$

Расчет шпонок.

Принимаем  $h_u = 3,0$  см;

$$t_{max} = \frac{3}{2} \frac{Q}{bh'}$$

где

$$Q = \frac{1000 \cdot 6,5}{2} = 3250 \text{ кг}.$$

$$t_{max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{3250}{20 \cdot 44} = 5,55 > 5,50.$$

Следовательно крайние шпонки будут немного перенапряжены, что допустимо. Расстановку шпонок производим по формуле (60), причем, как уже нами выше указано, оба предела в данном случае дают одинаковый результат, т. е.

$$\frac{a}{h_u} = \frac{60}{t} = \frac{60}{5,55} = \sim 11.$$

Таким образом, принимаем

$$a = 11h_u = 33 \text{ см};$$

$$l_u = 6h_u = 18 \text{ см}$$

**ПРИМЕЧАНИЕ.** Как уже говорилось, нами не учтено трение, вызываемое болтами, которое, в конечном счете, уменьшает сдвигающую силу, приходящуюся на шпонку.

Расстановка шпонок ведется так: в крайних четвертях  $a = 32$  см, в средней части  $a = 64$  см.

## § 30. Расчет болтов

При изгибе балки на шпонку действуют две равные и противоположные силы:

$$T_1 = tab.$$

Эти две силы образуют пару сил  $T_1 \cdot h_{ш}$ , которая стремится вывернуть шпонку из гнезда, как показано на рисунке 24.

Этому моменту и раздвижке брусьев сопротивляются вертикальные болты, которые работают на растяжение. Под влиянием опрокидывающего момента на верхней и нижней поверхностях шпонок образуются давления, которые уравнивают опрокидывающий момент. Равнодействующую этих давлений обозначим через  $N$ , тогда, очевидно,

$$Nl_{ш} = T_1 \cdot h_{ш};$$

откуда

$$N = T_1 \frac{h_{ш}}{l_{ш}}. \quad (61)$$

По величине растягивающей силы находим сечение болта, а именно:

$$F_{\delta} = \frac{N}{[\sigma_+]}$$

где  $[\sigma_+]$  — допускаемое напряжение болта на растяжение, равное  $1100 \text{ кг/см}^2$ . Диаметр болта удобно подобрать по приводимой нами таблице для расчета болтов, заимствованной нами из Т. У.

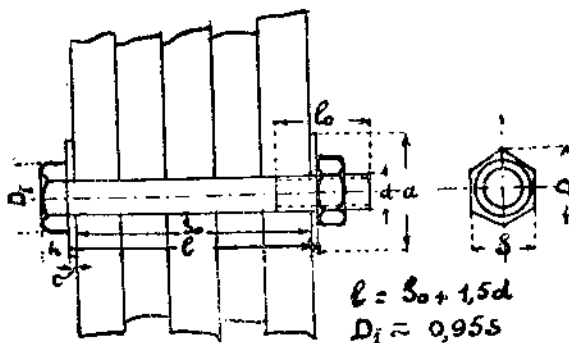


Рис. 29.

## Болты и шайбы

Дюймы	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/8	1 1/4	1 1/2	1 3/4	2
м и л л и м е т р ы													
<i>S</i>	11	14	17	22	27	32	36	41	46	50	60	70	80
<i>S</i> наиб.	11	14	17	22	27	32	36	41	46	50	60	70	80
<i>S</i> наим.	10,6	13,5	16,5	21,4	26,4	31,4	35,2	40,2	45,2	49,2	59	69	79
<i>h</i>	5	6	7	9	12	14	16	18	20	22	26	28	32
<i>D</i> ∞	12,7	16,2	19,6	25,4	31,2	36,9	41,6	47,3	53,1	57,7	69,3	80,8	92,4
<i>c</i> ∞	0,9	1	1,2	1,8	2,1	2,5	3	3,5	4	4,2	4,8	6	6,9
<i>r</i> ≈	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	1,0	1,0	1,0	1,0	1,5	1,5	1,5	1,5

*d* — внешний диаметр резьбы, *d*<sub>0</sub> — диаметр ослабленного сечения болта,  $F_{\text{пл}} = \frac{\pi d^2}{4}$  — полезное сечение болта, *N*<sub>6</sub> — допускаемое растягивающее усилие при [*n*<sub>+</sub>] — 1 100 кг/см<sup>2</sup>, *a* ∞ 3,5 *d* — диаметр шайбы или сторона квадрата шайбы, *c* ∞ 0,25 *d* — толщина шайбы, *g*<sub>1</sub> — вес 1 м болтового железа, *g* — вес головки + вес гайки + вес болтового железа (соответственной длины) при гайке, *g*<sub>ш</sub> — вес одной шайбы.

<i>d</i>		<i>F</i> <sub>пл</sub> см <sup>2</sup>	<i>N</i> <sub>6</sub> кг	<i>a</i> см	<i>c</i> см	<i>g</i> <sub>1</sub> кг	<i>g</i> <sub>г</sub>		<i>g</i> <sub>ш</sub>	
в см	в дюм						квадратн.	шестигр.	квадратн.	кругл.
0,635	1/4	0,175	192	2,5	0,20	0,25	0,0108	0,0102	0,0061	0,0047
0,794	5/16	0,295	324	3,0	0,25	0,39	0,0212	0,0200	0,0145	0,0138
0,953	3/8	0,441	485	3,5	0,30	0,56	0,0366	0,0346	0,0252	0,0194
1,240	1/2	0,784	862	4,5	0,40	1,00	0,0867	0,0817	0,0596	0,0459
1,588	5/8	1,311	1 442	5,5	0,40	1,54	0,1605	0,1515	0,0887	0,0609
1,905	3/4	1,961	2 157	7,0	0,50	2,22	0,2673	0,2533	0,1797	0,1387
2,223	7/8	2,720	2 992	8,0	0,60	3,03	0,3969	0,3759	0,2824	0,2170
2,540	1	3,575	3 932	9,0	0,70	3,98	0,6001	0,5701	0,4158	0,3208
2,858	1 1/8	4,497	4 946	10,0	0,80	5,04	0,8375	0,7955	0,5880	0,4530
3,175	1 1/4	5,768	6 344	11,5	0,80	6,22	1,1041	1,0472	0,7810	0,6030
3,492	1 3/8	6,837	7 520	12,5	0,90	7,47	1,4516	1,3796	1,1382	0,7957
3,810	1 1/2	8,388	9 226	13,5	1,00	8,95	1,8851	1,8071	1,3400	1,0320
4,128	1 5/8	9,495	10 444	14,5	1,00	10,50	2,4083	2,2883	1,5470	1,1910
4,445	1 3/4	11,311	12 442	15,5	1,10	12,10	3,0122	2,8622	1,9420	1,4990
5,080	2	14,912	16 403	18,0	1,30	15,91	4,3923	4,1793	3,0990	2,3900

Для нашего примера

$$T_1 = tab = 5,55 \cdot 32 \cdot 20 = 3552;$$

$$N_6 = \frac{T_1 \cdot h_{ш}}{l_{ш}} = 3552 \cdot \frac{1}{6} = 592 \text{ кг.}$$

Из таблицы находим, что необходимо принять болт  $d = 1,24 \text{ см.}$

**ПРИМЕЧАНИЕ.** При сплавивании элементов с зазором между ними опрокидывающий момент определяется умножением  $T_1$  на плечо  $h_{ш} + S_0$ , где  $S_0$  — расстояние между сплавиваемыми элементами в свету.

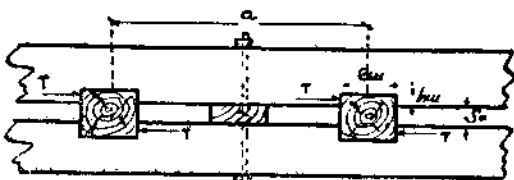


Рис. 30.

### § 31. Продольные шпонки

Продольные шпонки могут быть расположены горизонтально или наклонно. По Т. У. рекомендуется ставить косые шпонки. Они имеют следующие преимущества перед горизонтальными:

- 1) толщина их вдвое меньше горизонтальных;
- 2) скалывание происходит не тангенциально к годовым слоям, а под углом, вследствие чего должен быть разрыв некоторых слоев, почему наклонные шпонки и прочнее на скалывание.

Однако как горизонтальные, так и косые шпонки рассчитываются совершенно одинаково.

Из условия равнопрочности тела шпонки на смятие и скалывание находим:

$$l_{ш}[\sigma] = h_{ш}[\sigma]; \quad (62)$$

или

$$\frac{l_{ш}}{h_{ш}} = \frac{[\sigma]}{[\sigma]} = \frac{80}{20} = 4.$$

**ПРИМЕЧАНИЕ.** ( $\sigma$ ) взято по наиболее слабому материалу — сосне, а не дубу.

Согласно предыдущих рассуждений можем найти расстояние между центрами шпонок. Усилие, передающееся одной шпонке, равно

$$T_1 = tab. \quad (63)$$

Гнездо выдержит на смятие

$$T_1 = [\sigma] \cdot h_{ш} b; \quad (64)$$

откуда из (63) и (64) находим

$$tab = [\sigma] h_{ш} b; \quad \frac{a}{h_{ш}} = \frac{[\sigma]}{t}. \quad (65)$$

Заменим допускаемое напряжение на смятие сосны вдоль волокон через допускаемое напряжение сосны на скалывание вдоль волокон, т. е.

$[\sigma]$  для сосны  $80 \text{ кг/см}^2$ ,  $[t]$  для сосны  $= 12 \text{ кг/см}^2$ ,  
откуда

$$\sigma = \sim 7[t].$$

Таким образом,

$$\frac{a}{h_{ш}} \leq \frac{80}{t}. \quad (66)$$

Второе условие для  $\frac{a}{h_{ш}}$  получим из условия безопасности на скалывание участка дерева между двумя соседними шпонками, т. е.

$$(a - l_{ш}) [t] b = tab; \quad (67)$$

заменив  $l_{ш} = 4h_{ш}$ , получим

$$\frac{a}{h_{ш}} \geq \frac{4[t]}{[t] - t}. \quad (68)$$

Подставив вместо  $[t]$  его значение, равное  $12 \text{ кг/см}^2$ , получим

$$\begin{aligned} 1) \quad \frac{a}{h_{ш}} &\leq \frac{80}{t}; \\ 2) \quad \frac{a}{h_{ш}} &\geq \frac{48}{12 \cdot t}. \end{aligned} \quad (69)$$

Условия 1) и 2) равны при

$$\frac{80}{t} = \frac{48}{12 - t}$$

или

$$t = 7,5 \text{ кг/см}^2.$$

Таким образом можно сделать следующий вывод:  
при  $t > 7,5$  задача невозможна;  
при  $t < 7,5$  расстановка по уравнению (69);  
при  $t < 5,50$  рационально проектировать поперечные шпонки.  
Болты рассчитываются по предыдущему.



**Пример.** Рассчитать и сконструировать балку на косых шпонках при следующих данных:

$$L = 10,00 \text{ м}; \quad q = 600 \text{ кг/пог. м}; \quad \frac{f}{L} = 1/300.$$

**Решение.**

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{600 \cdot 10^2}{8} = 7500 \text{ кгм.}$$

$$W = \frac{1,25 \cdot 7500 \cdot 100}{110} = 8400 \text{ см}^3.$$

Задаемся  $b = 22 \text{ см.}$

$$\frac{bH^2}{6} = 8400; \quad H = \sqrt{\frac{8400 \cdot 6}{22}} = 48 \text{ см.}$$

Берем для условия прогиба при полном использовании напряжения

$$\frac{L}{H} = 16; \quad H = \frac{1000}{16} = 62 \text{ см.}$$

Если ограничим высоту каждой балки по ОСТ'у в 26 см, т.е.  $H = 52$ , тогда

$$\frac{L}{H} = \frac{1000}{52} = 19,2.$$

Для данного соотношения  $[\sigma] = 90$  (по таблице):

$$W = \frac{8400 \cdot 110}{90} = \sim 10300.$$

При  $H = 52$  находим

$$\frac{bH^2}{6} = W = 10300; \quad b = \frac{10300 \cdot 6}{52^2} = \sim 23 \text{ см.}$$

Берем 2 бруса сечением  $23 \times 26$ .

**Расчет шпонок.**

$$Q = \frac{qL}{2} = \frac{600 \cdot 10}{2} = 3000 \text{ кг.}$$

$$t_{\max} = \frac{3}{2} \frac{Q}{bH} = \frac{3 \cdot 3000}{2 \cdot 23 \cdot 52} = 3,75 \text{ кг/см}^2.$$

$$\frac{a}{h_w} \cong \frac{48}{12-t} \cong \frac{48}{12-3,75} \cong 6.$$

$$\frac{a}{h_w} \cong \frac{80}{t} \cong \frac{80}{3,75} = 22.$$

Принимаем  $h_m = 2$  см;

$$l_m = 4h_m = 8 \text{ см.}$$

$$a \text{ (в крайних четвертях)} = 30 \text{ см.}$$

$$a \text{ (по середине)} = 40 \text{ см.}$$

Расчет болтов

$$T_1 = tab = 3,75 \cdot 30 \cdot 23 = 2625,$$

$$N_b = T_1 \frac{h_m}{l_m} = 2625 \cdot \frac{1}{4} = 656.$$

Из таблицы 12 находим  $d = 1,2$  см.

Шпонки размещают с подъемом к середине.

В данном случае рационально применение поперечных шпонок. При прогонах круглого сечения у отребляются круглые шпонки. Расчет круглых дубовых шпонок приведен в главе о растянутых стыках на круглых шпонках.

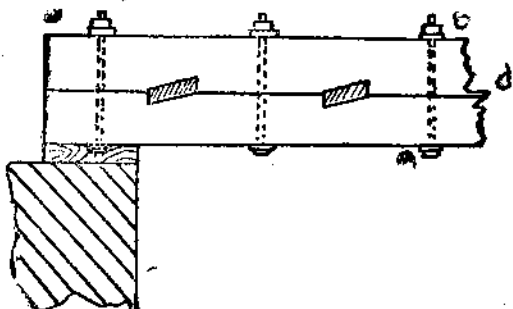


Рис. 31.

## § 32. Изготовление составных балок

Составные балки следует изготовить так, чтобы после установки их на место они имели небольшой подъем в  $1/200$ — $1/400$  своего пролета. Подъем обеспечивает плотность соединения и устраняет возможность провисания при действии нагрузки. Заранее придаваемый подъем называется конструктивно-строительным подъемом. Подъем достигается следующим образом: кладут брусья один возле другого и концы соединяют одной шпонкой и двумя болтами. При помощи домкрата и горизонтальной рамы брусья выгибаются до требуемой кривизны, после чего делается разметка шпонок или зубьев. Затем разбирают балку и вырезают гнезда; после этого брусья снова выгибаются в то положение, какое они имели во время разметки и стягиваются болтами. По удалении домкрата балка немного выпрямляется и сильно уплотняет соприкосновение шпонок.

Допускаемая величина выгиба брусьев определяется из условия, чтобы нормальные напряжения не превышали допускаемой величины, т.е. может быть определена из условия

$$\frac{L}{h} = \alpha' \frac{f}{L},$$

где коэффициент  $\alpha'$  надо выбрать из таблицы 9.

### § 33. Составные балки на гвоздях

Для больших пролетов и нагрузок составные балки сплошного сечения на шпонках недостаточны, ввиду больших скальвающих напряжений, возникающих в плоскости шва, что, как видно из расчетов, трудно и часто невозможно воспринять шпонками.

Кроме того, как следует из эпюры напряжений, в таких балках древесина используется не вполне рационально, а именно: только крайние волокна напряжены полным допускаемым напряжением, а остальные волокна, особенно близлежащие к нейтральной оси, очень мало работают (рис. 32). В таком случае выгоднее перейти к таким составным сечениям, в которых рабочие сечения находятся в местах наибольших напряжений. Очевидно этому условию удовлетворяют двутавровые и коробчатые балки (рис. 33 и 34).

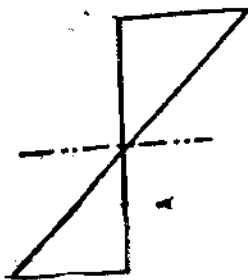


Рис. 32.

В этих балках досчатые пояса воспринимают все усилие, а стенка служит для связи поясов и для восприятия скальвающих напряжений. Стенка делается из двух слоев досок на перекрест. В последнее время довольно успешно применяют фанеру.

Так как связи, соединяющие элементы в одно целое, не бывают абсолютно плотными и жесткими, то при загрузке балки они немного сдвигаются и в швах возникают сдвиги и, как результат

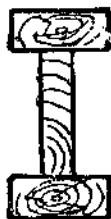


Рис. 33.

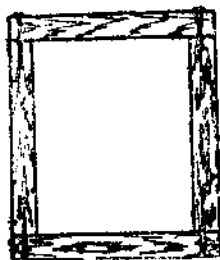


Рис. 34.

их, дополнительный прогиб. Величина сдвигов зависит от типа примененных связей; она представляет собою сумму деформаций от упругих пластических и рыхлых деформаций.

Для этих балок нормами рекомендуется устройство конструктивно-строительного под'ема.

Различают конструктивно-строительный под'ем 1-го и 2-го рода.

Конструктивно-строительным под'емом 1-го рода называется под'ем в середине пролета, равный стреле дополнительного прогиба от сдвига в швах, т.е.

$$f_{cm}^1 = f_{cos}.$$

За счет уничтожения дополнительных напряжений и уменьшения прогиба получается экономия материала и, следовательно, эпюра напряжений получает вид, как для монолитных сечений (рис. 35).

Конструктивно-строительным под'емом 2-го рода называется под'ем, равный величине суммарного прогиба конструкции, т.е.

$$f_{ст}^{II} = f_{сдв} + f_{упр}.$$

В этом случае напряжения, ввиду отсутствия прогиба, распределяются, как в стержневой системе, по следующей эпюре (рис. 36).

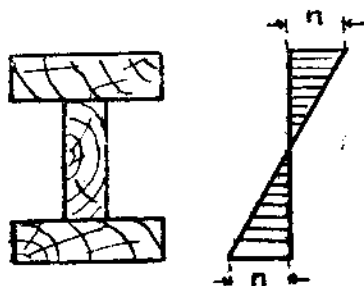


Рис. 35.

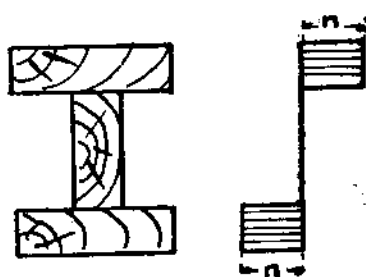


Рис. 36.

Ввиду того, что момент внутренних сил равен моменту внешних сил, очевидно, что напряжение зависит от плеча внутренней пары „е“.

Определение  $f_{сдв}$  и  $f_{упр}$ .

Стрела прогиба  $f_{упр}$  определяется по известным формулам из курса сопротивления материалов. Как приведено было при расчете балок, прогиб этот может быть определен по формуле

$$\frac{f}{L} = \alpha' \frac{L}{h} \sigma_u$$

где  $\alpha'$ —коэффициент, зависящий от характера нагрузки,  
 $\sigma_u$ —напряжение от изгиба.

Что касается  $f_{сдв}$ , то он определяется следующим образом. Между упругим углом поворота и стрелой прогиба  $f_{упр}$  существует приблизительное соотношение:

$$\frac{f_{упр}}{tq\alpha} = \frac{L}{3} \quad (70)$$

Действительно:

1) При равномерно-распределенной нагрузке

$$\frac{dy}{dx} = tq\alpha = \frac{qL^2}{24EI};$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI};$$

следовательно

$$\frac{f}{tq\alpha} = \frac{5}{16} L = \frac{L}{3}.$$

2) От сосредоточенной нагрузки посредине

$$f = \frac{PL^3}{48EI};$$

$$tq\alpha = \frac{PL^2}{16EI};$$

откуда

$$\frac{f}{tq\alpha} = \frac{L}{3}.$$

Пусть сдвиги в опорных сечениях двутавровой балки с перекрестной стенкой измеряются величиной  $\delta$  (рис. 37), положение торцового сечения определяется углом поворота  $\alpha$  отдельных торцов по отношению к первоначальному вертикальному положению, тогда

$$tq\alpha_{сдв} = \frac{2\delta}{e}. \quad (71)$$

Полагая с известным допущением, что закон изменения дополнительного прогиба от сдвигов такой же, как и для упругого прогиба, получим:

Рис. 37.

$$f_{сдв} = tq\alpha_{сдв} \cdot \frac{L}{3} = \frac{L}{3} \cdot \frac{2\delta}{e}. \quad (72)$$

При многослойных сечениях дополнительный прогиб от сдвига (рис. 38) определяем по формуле

$$f_{сдв} = \frac{L \Sigma \delta}{3e}. \quad (73)$$

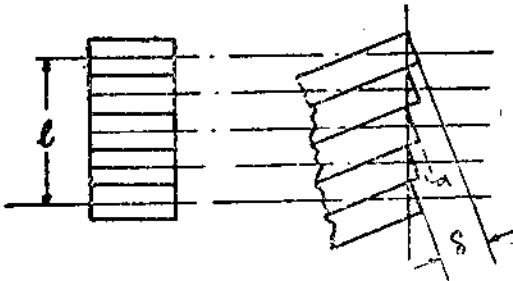


Рис. 38.

**ПРИМЕЧАНИЕ.** Для составных конструкций с переменным направлением загружений конструктивно-строительный подъем не применяется.

Такие балки рассчитываются на изгиб с введением коэффициентов, учитывающих уменьшение жесткости, согласно *Т. У.* (коэф. 1,10).

### Расчетные формулы

Момент инерции составного поперечного сечения определяется без учета моментов инерции элементов относительно своих осей, т.е.

$$I = \frac{1}{2} (F_1 e^2_1 + F_2 e^2_2 \dots).$$

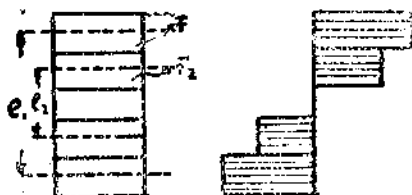


Рис. 39.

Момент сопротивления получается:

$$W = F_1 e_1 + F_2 \cdot \frac{e^3_2}{e_1} + \frac{F_3 e^3_3}{e_1} + \dots$$

Сдвигающее усилие на единицу длины по общей формуле

$$T = \frac{QS}{I}.$$

Для двутавровой балки получим (рис. 33):

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

В главе VII помещен примерный расчет гвоздевой составной балки.

### § 34. Консольные балки

При больших пролетах или нагрузках сечение балок может быть уменьшено путем устройства неразрезных или консольно-шарнирных балок. Первые применяются редко, ввиду затруднений с устройством стыков; неразрезные многопролетные прогоны иногда устраиваются согласно рисунку 40, в которых

наибольший опорный момент воспринимается усиленным соответствующими выпусками сечением (рис. 40).

Консольно-шарнирные балки встречаются двух типов:  
 а) герберовские—преимущественно равномоментные,  
 б) дингеровские—преимущественно равнопрогибные.

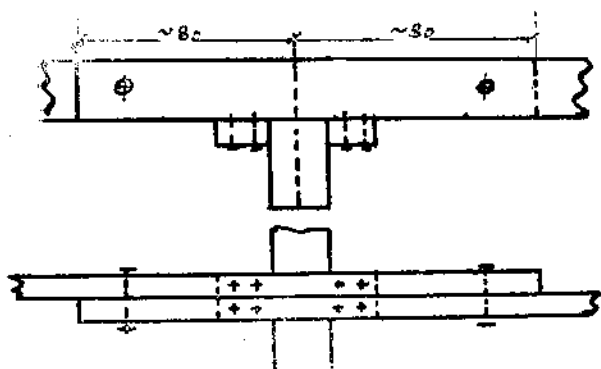


Рис. 40.

### § 35. Балки Гербера

Балки эти состоят из чередующихся однопролетных двуконсольных балок и подвесных балочек. При равномоментном решении моменты на опорах и в промежутках равны между собой, за исключением крайних пролетов, где момент больше и требуется поэтому усиление сечения в крайних пролетах или



Рис. 41.

уменьшение пролета. Прогонь консольно-балочной системы выгодна при большой постоянной нагрузке, например, под отопленную кровлю, и малой временной, так как при большой временной нагрузке консольность системы не оказывает разгружающего влияния.

Определение длины консолей при равномоментном решении (рис. 41). Обозначим через  $l$ —пролет между опорами; через  $x$ —вылет консолей.

Момент в подвесной балочке

$$M_x = \frac{q(l-2x)^2}{8} \quad (74)$$

Момент на опоре консольной балки

$$M_o = -\left(\frac{qx^2}{2} + Px\right), \quad (75)$$

где  $P$ —реакция подвесной балочки, равная  $\frac{q(l-2x)}{2}$ .

Тогда

$$M_o = -\left[\frac{qx^2}{2} + q\left(\frac{l-2x}{2}\right)x\right]. \quad (76)$$

Момент посредине двуконсольной балки (рис. 42).

$$M_1 = \frac{ql^2}{8} - M_o. \quad (77)$$



Рис. 42.

Подбираем „ $x$ “ таким образом, чтобы опорный момент двуконсольной балки был равен пролетному моменту подвесной балочки, т.е.

$$\frac{q(l-2x)^2}{8} = \frac{qx^2}{2} + \frac{q(l-2x)}{2}x,$$

что после приведения членов к общему знаменателю даст уравнение

$$8x^2 - 8lx + l^2 = 0;$$

откуда

$$x = \frac{8l \pm \sqrt{64l^2 - 32l^2}}{16} = 0,1465 l. \quad (78)$$

В этом случае

$$M_o = M_x = M_1 = \frac{ql^2}{16} = 0,0625 ql^2. \quad (79)$$

Таким образом, сечение балки во всех пролетах может быть одинаковым и, конечно, более экономичным по сравнению со свободноележащей балкой.

Прогиб двуконсольной балки определяется по формуле:

$$f_1 = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI} - \frac{M_o l^3}{8EI},$$

что после подстановки значения  $M_o$  даст

$$f_1 = 0,00523 \frac{ql^4}{EI}. \quad (80)$$



### Прогиб подвешной балочки

$$f_n = \frac{5}{384} \frac{q(l-2x)^4}{EI},$$

в результате подстановки значения  $x = 0,1465 l$  получим:

$$f_n = 0,00325 \frac{ql^4}{EI}. \quad (81)$$

Крайние пролеты рационально уменьшить на величину  $x$ , т.е.

$$l_{кр.} = 0,85l.$$

В этом случае момент в крайнем пролете и опорный момент будут равны. Такое распределение пролетов при новых сооружениях хорошо предусмотреть заранее.

Если обозначим длину здания через  $L$ , число пролетов через  $n$ , то величину средних пролетов получим из уравнения

$$l = \frac{L}{2 \cdot 0,85 + n - 2}. \quad (82)$$

Интересно отметить, что не только максимальные моменты в таких балках равны, но также опорные реакции всех средних опор равны  $ql^2$  и, таким образом, все средние прогоны или стропильные фермы могут быть одинаковых сечений.

Ниже приводим все данные для экономического проектирования консольных балок системы Гёрбера с одинаковыми пролетами. При крайних укороченных пролетах все моменты равны между собою.

Таблица 13

Таблица для балок Гёрбера  
(равномер. расп. нагрузка)

Положение шарниров	Моменты	Опорные реакции
$x_1 = 0,1465$	$M_1 = 0,0625 ql^2$	$T_1 = 0,414 ql$
$x_2 = 0,125$	$M_2 = 0,0858$	$T_2 = 1,109$
$x_3 = 0,2035$	$M_3 = 0,0957$	$T_3 = 0,977$
$x_4 = 0,157$	$M_4 = 0,0625$	$T_4 = 1,00$
$x_5 = 0,22$	$M_5 = 0,051$	$T_5 = 1,06$
$x_6 = 0,172$	$M_6 = 0,0858$	$T_6 = 0,437$
	$M_7 = 0,0392$	$T_7 = 0,414$
	$M_8 = 0,0858$	$T_8 = 1,086$
		$T_9 = 1,172$
		$T_{10} = 0,414$

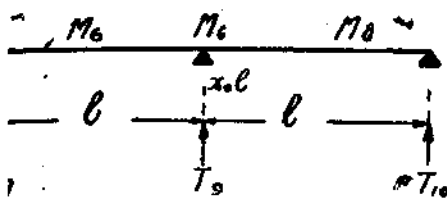


Рис. 43.

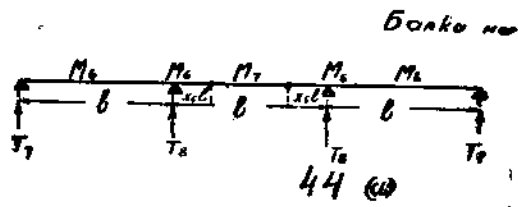


Рис. 44а.

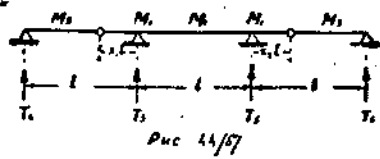


Рис. 44б.

Четное число пролетов

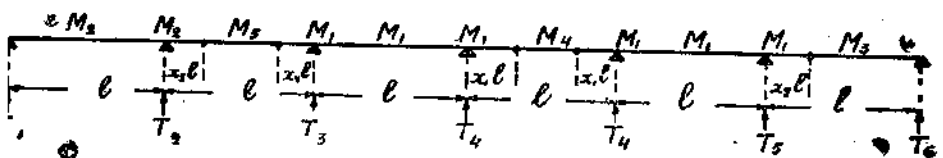


Рис. 45.

Нечетное число пролетов

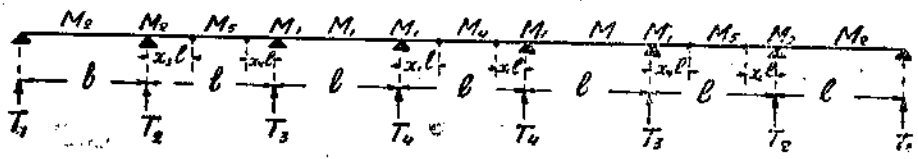


Рис. 46а.

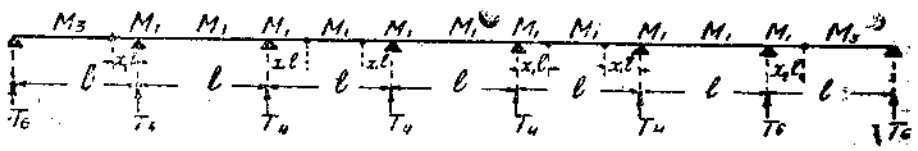


Рис. 46б.

## § 36. Равнопрогибные балки Гербера

Как мы видели из расчета балок, решающим фактором для деревянных балок больших пролетов является не напряжение, а допустимый прогиб. Увеличивая вынос консоли в Герберовской балке, можно добиться одинакового относительного прогиба бесшарнирного пролета и консоли. Если обозначим через

$f_1$ —прогиб консоли,

$f_0$ —прогиб подвесной балочки,

$f_2$ —прогиб бесшарнирного пролета,

то для равнопрогибных балок (рис. 47)

$$f_1 + f_0 = f_2 \quad (83)$$

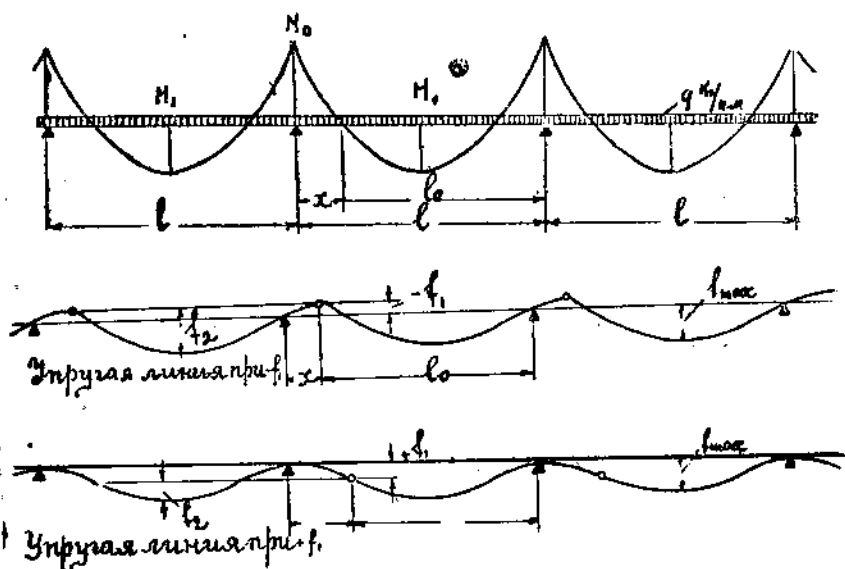


Рис. 47.

Легко доказать, что при выносе консоли  $x = 0,2113 l$  это равенство прогибов будет иметь место.

Однако равнопрогибные балки по системе Гербера употребляются редко, так как при ограниченном ассортименте древесины ими можно перекрыть небольшие пролеты, а именно: при конструктивной длине шарнира в 0,50 м получим: для сортамента в  $l = 6,50$  м

$$l = l_{ш.р.} + 0,50 + 2a.$$

Для равномоментного решения

$$6,50 = l_{пр.} + 0,50 + 2 \cdot 0,1465 l_{пр.}$$

откуда

$$l_{пр.} = \frac{6,500,50}{1,293} = \sim 4,65 \text{ м.}$$

Для равнопрогибного решения

$$l_{пр.} = \frac{6,50 - 0,5}{1,43} = \sim 4,20 \text{ м.}$$

### § 37. Балки Дингера

Балки Гербера состояются из элементов разной длины; балки же Дингера все равной длины. Также как и для балок Гербера, при выносе консоли в  $0,1465 l$  и укороченных крайних пролетах, моменты в пролете и на опорах равны:

$$M_o = M_n = 0,0625 ql^2. \quad (84)$$

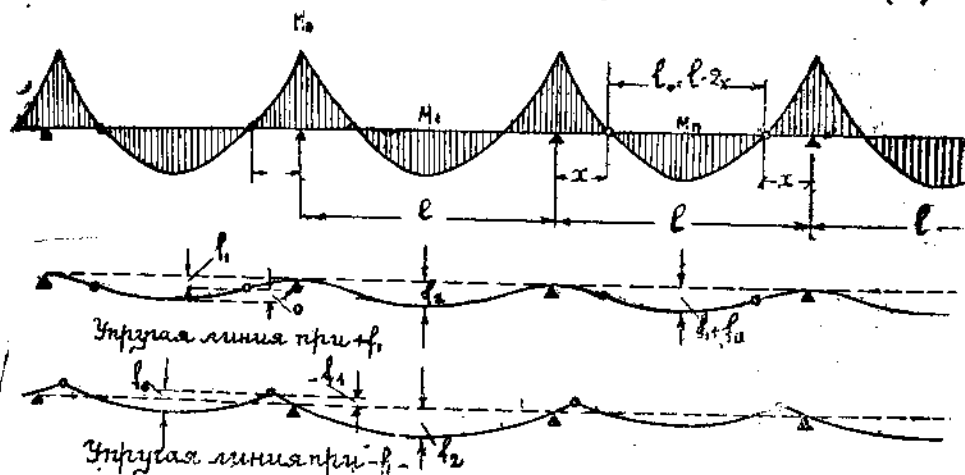


Рис. 48.

Что касается прогибов, то при разных выносах консолей абсолютные прогибы всех пролетов равны, как видно из чертежа (рис. 48).

Таким образом балки Дингера являются равнопрогибными. На практике устраивают балки Дингера с выносом консоли в  $0,2113 l$ ; при этом отношении относительный прогиб консоли шарнира  $\frac{f_1}{2x}$  равен относительному прогибу участка от шарнира до опоры  $\frac{f_{max}}{l_o}$ . Недостаток балок Дингера заключается в том, что, представляя собою цепочку, они теряют равновесие при

разрушении одного пролета. Из этих соображений балки Дингера рекомендуется устраивать из спаренных прогонов со встречными шарнирами (рис. 49).

При этом максимальный прогиб определяется по формуле

$$f = \frac{0,00225 \ ql^4}{EI},$$

или через относительный прогиб

$$\frac{f_{\max}}{l_0} = \frac{0,00287 \ ql^3}{EI}.$$

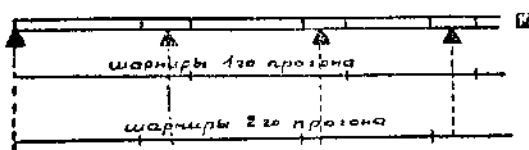


Рис. 49.

При проверке на прогиб шарнирно-консольных балок можно пользоваться такого же вида формулами, как для обыкновенных балок, а именно: при полном использовании допускаемых напряжений формулы примут такой вид:

$$\frac{l}{h} = \alpha' \frac{f}{l},$$

где  $\alpha'$  для равномоментных балок  $= 6000$   
 для равнопрогибных "  $= 15000$ .

Для других напряжений коэффициенты  $\alpha'$  соответственно пропорционально уменьшаются.

Отсюда логический вывод: при полном использовании допускаемых напряжений, если  $\frac{l}{h} < 6000 \frac{f}{l}$ , является целесообразным применение нормальной шарнирной балки равномоментной. Если  $\frac{l}{h} > 6000 \frac{f}{l}$ , то окажется экономичнее применить шарнирную балку по типу равнопрогибных.

**ПРИМЕЧАНИЕ.** По Т. У. расстояние крайних ферм или балок от торцовых стен при консольно-балочном решении прогонов, как правило, следует принимать на 20 проц. меньше расстояния между остальными промежуточными фермами.

**Пример.** Рассчитать шарнирно-консольную многопролетную балку при следующих данных:

$$l = 5,00 \text{ м},$$

$$q = 640 \text{ кг/п. м},$$

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{300}.$$

Решение. При полном использовании допускаемых напряжений при герберовской балке нужно (на случай усиления крайних пролетов или укорочения их):

$$\frac{l}{h} < 6000 \quad \frac{f}{l} < 6000 \quad \frac{1}{300} < 20; \quad h \leq 25 \text{ см.}$$

$$M_{max} = 0,0625 q l^2 = 0,0625 \cdot 640 \cdot 5^2 = 1000 \text{ кг. м.}$$

$$W = \frac{M_{max}}{[\sigma_a]} = \frac{100000}{110} = \sim 900 \text{ см}^3;$$

при высоте  $h = 25 \text{ см}$  необходимая ширина будет

$$b = \frac{W \cdot 6}{h^2}$$

$$b = \frac{900 \cdot 6}{25^2} = \sim 9 \text{ см}; \quad x = 0,1465 l = 73 \text{ см.}$$

Проверка.

$$W_{фак} = \frac{9 \cdot 25^2}{6} = \sim 936 \text{ см}^3$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{9 \cdot 25^3}{12} = 11700 \text{ см}^4$$

$$\sigma_a = \frac{M}{W} = \frac{100000}{936} = 106,5 < 110$$

$$f = \frac{0,00523 q l^2}{EI} = \frac{0,00523 \cdot 600 \cdot 5 \cdot 500^3}{110000 \cdot 11700} = 1,5 \text{ см}; \quad \frac{f}{l} = \frac{1}{330}$$

По выведенной нами формуле:

$$\frac{f}{l} = \frac{l}{\alpha h} \frac{\sigma_{\phi}}{[\sigma_a]} = \frac{20}{6000} \frac{106}{110} = \frac{1}{320}$$

Если ограничить высоту в  $22 \text{ см}$ , тогда, следовательно, экономичнее сделать равнопрогибную балку, так как

$$\frac{l}{h} > 6000 \quad \frac{f}{l},$$

ибо

$$\frac{500}{22} > 20.$$

Тогда

$$M_{max} = 0,0833 q l^2 = 0,0833 \cdot 640 \cdot 5^2 = 1250 \text{ кг. м.}$$

$$W = \frac{M_{max}}{[\sigma_a]} = \frac{125000}{110} = 1140 \text{ см}^3;$$

$$\text{при } h = 22 \text{ см, } b = \frac{1140 \cdot 6}{22^2} = 14 \text{ см}$$

необходимо сечение  $14 \cdot 22$ .

Расход древесины в этом случае больший, так как

$$14 \cdot 22 > 9 \cdot 25.$$

## § 38. Конструкция шарниров

Самое простое решение по рис. 50 (а). Это нормальное решение для шарнирно-консольных балок применяется при условии вертикального нагружения и отсутствия продольных усилий. Небольшой уклон (1:4) опорной площадки предотвращает

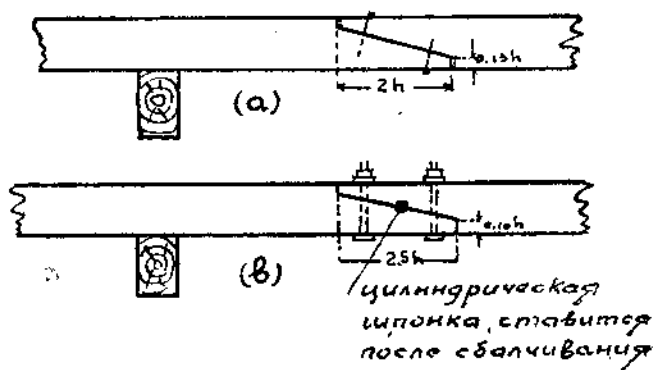


Рис. 50.

образование и развитие продольной трещины в половине высоты прогона, что неизбежно при горизонтальной опорной площадке.

Решение по рисунку 50 (b) применяется при наличии большого момента. Решение по рисунку 51 применяется,

когда в одном пролете прогон из одного элемента, а в следующем из двух.

В случае необходимости воспринять еще продольную силу, требуется комбинированное решение. В таких случаях полезно поставить горизонтальные или вертикальные досчатые накладки.

Шарнир в спаренных балках по системе Дингера чаще всего решается косой приторцовкой (рис. 52).

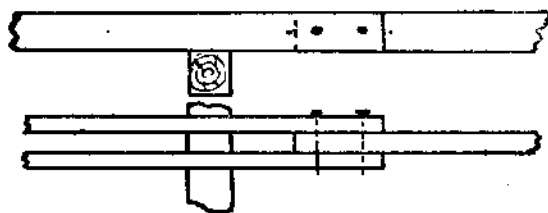


Рис. 51.

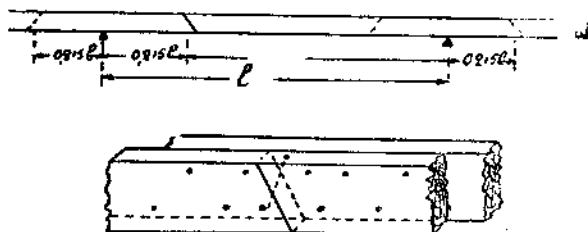


Рис. 52.

В этом случае балка будет работать вернее, как многопролетная неразрезная. Как уже упомянуто выше, стык следует располагать на расстоянии  $0,2113 l$ , что обеспечивает плавную упругую линию обеих досок.

### § 39. Балки с подбалками

Для уменьшения расчетного пролета и, следовательно, сечения прогонов, употребляются подбалки (рис. 53).

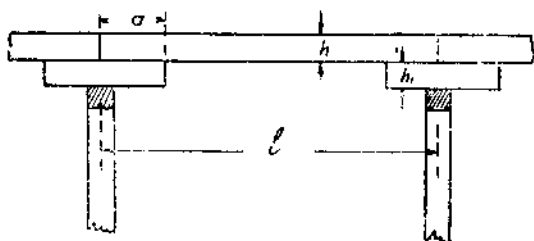


Рис. 53.

Преимущество этой системы, кроме уменьшения пролета прогонов, заключается еще в следующем:

а) благодаря подбалке нет надобности в ослаблении прогона на деревянной опоре, ибо врубается подбалка, а не прогон;

б) подбалка дает возможность просто и надежно устроить неразрезной прогон, так как в месте наибольшего момента она усиливает сечение прогона. Соединение балки с подбалкой осуществляется в первом случае (при разрезном прогоне) болтами, во втором (при неразрезном прогоне) шпонками и болтами.

В гражданских сооружениях преимущественно устраивают разрезные прогоны на подбалках.

#### 1. Расчет подбалки

Подбалка работает, как консольная балка. Обозначим через  $a$  вылет консоли, через  $A$ —максимальную реакцию от прогона, тогда

$$M_0 = Aa = \frac{ql}{2}a;$$

$$W = \frac{M_0}{[\sigma_n]} = \frac{qla}{2[\sigma_n]} = \frac{bh^3}{6};$$

откуда

$$h = \sqrt[3]{\frac{3qla}{b[\sigma_n]}}. \quad (86)$$



Как видно из этой формулы, при одинаковой ширине прогона и подбалки, что и делается на практике, высота подбалки зависит от вылета. Чаще всего высоту подбалки делают равной высоте прогона; при этом максимальный вылет консоли равен  $0,125 l$ , что легко доказать (рис. 54).

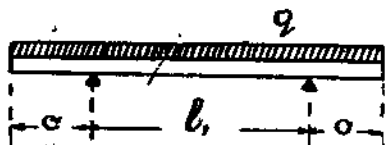


Рис. 54.

Максимальный пролетный момент прогона

$$M_{max} = \frac{ql_1^2}{8} - \frac{qa^2}{2} = \frac{q}{8} (l_1^2 - 4a^2) \quad (87)$$

Максимальный момент, действующий на подбалку (рис. 55):

$$M_n = \frac{qla}{2} = \frac{q(l_1 + 2a)a}{2} \quad (88)$$

$$W[\sigma_n] = \frac{q(l_1 + 2a)a}{2}$$

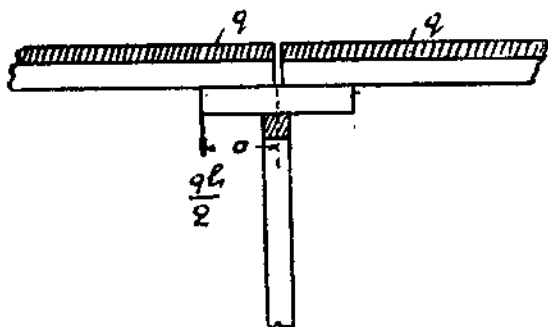


Рис. 55.

При одинаковых допускаемых напряжениях и равных сечениях подбалки и прогона

$$W[\sigma_n] = M_{max}$$

или

$$\frac{q(l_1 + 2a)a}{2} = \frac{q(l_1^2 - 4a^2)}{8};$$

откуда

$$4a = l_1 - 2a.$$

Заменяв  $l_1 = l - 2a$ , получим

$$4a = l - 4a; \quad a = 0,125 l \quad (89)$$

На практике принимают максимальный вылет консоли  $a$  от  $0,10l$  —  $0,125l$ , при одинаковой высоте подбалки с прогоном.

Как показали опыты Винклера, большая длина подбалки бесполезна, так как концы ее находятся за пределами касания с прогоном и не работают (рис. 56).

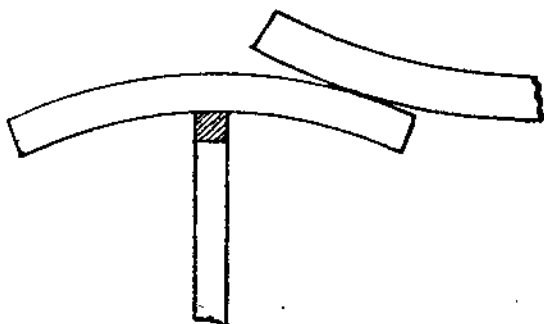


Рис. 56.

## 2. Расчет прогона на подбалке

Расчет производим в двух местах: в промежуточном пролете и в крайнем пролете.

а) Расчет промежуточного пролета.

Расчетный пролет прогона определяем из условия равновесия подбалки на опоре, причем прогон рассматриваем, как

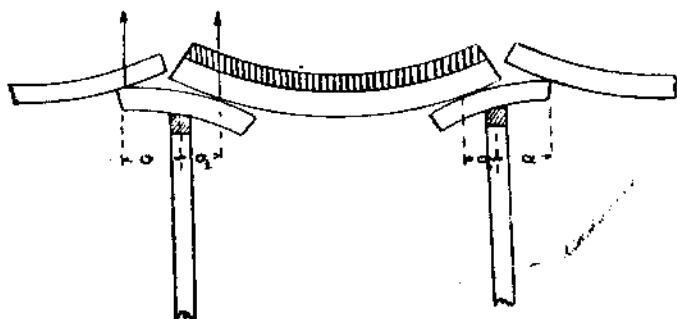


Рис. 57.

двухконсольную балку. Условие равновесия найдем при загрузке рассматриваемого пролета полной нагрузкой и соседнего постоянной (рис. 57); тогда

$$\frac{pl}{2} a = \frac{ql}{2} a_1, \quad (90)$$

где  $p$  — интенсивность постоянной нагрузки на соседнем пролете в кг. п. м,

$q$  — интенсивность полной нагрузки на рассматриваемом пролете.

Следовательно

$$a_1 = \frac{p}{q} a \quad (91)$$

Расчетный пролет прогона

$$l_1 = l - 2a_1 = l - 2 \frac{p}{q} a \quad (92)$$

Максимальный момент в пролете прогона

$$M_{max} = \frac{ql}{2} \cdot \frac{l_1}{2} = \frac{ql}{2} \cdot \frac{l}{4} = \frac{ql}{8} (2l_1 - l) \quad (93)$$

Заменив  $l_1$  через  $l$  из выражения (92), получим

$$M_{max} = \frac{ql}{8} \left[ 2l - 4 \frac{p}{q} a - l \right] = \frac{ql^2}{8} \left( 1 - 4 \frac{p}{q} \cdot \frac{a}{l} \right) = \varphi \frac{ql^2}{8} \quad (94)$$

Как видно при заданном вылете консоли  $\varphi$  зависит от отношения постоянной нагрузки к полной нагрузке.

Для частного случая, при  $a = 0,10l$  и для постоянной нагрузки, т. е.  $p = q$ , получим:

$$M_{max} = 0,6 \frac{ql^2}{8}$$

б) Расчет крайнего пролета.

На крайних опорах делать подбалку неудобно и не рационально, так как на изгиб она работать не будет, вследствие слабого защемления, и будет только поворачиваться. В этом

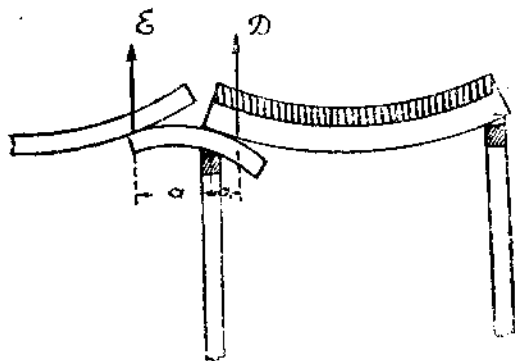


Рис. 58.

случае прогон рассматривается как одноконсольная балка (рис. 58).

Так же, как в первом случае, расчетный пролет прогона определяем из условия равновесия подбалки на опоре, т. е.

$$Da_1 = Ea; \quad a_1 = \frac{E}{D} a \quad (95)$$

Реакции  $D$  и  $C$  определяем способом моментов:

$$Dl_2 - \frac{ql_0^2}{2} = 0; \quad D = \frac{ql_0^2}{2l_2}$$

$$C = \Sigma P - D = ql_0 - \frac{ql_0^2}{2l_2} = ql_0 \left(1 - \frac{l_0}{2l_2}\right) = \frac{ql_0}{2l_2} (2l_2 - l_0) \quad (96)$$

или, заменив  $l_0$  через  $l_2 + a$ , получим:

$$C = \frac{ql_0}{2l_2} (2l_2 - l_2 - a) = \frac{ql_0}{2l_2} (l_2 - a); \quad (97)$$

из (95) определяем:

$$a_1 = \frac{E}{D} a = \frac{a}{2} pl \cdot \frac{2l_2}{ql_0^2} = a \frac{p}{q} \frac{l_2}{l_0^2}; \quad (98)$$

$$M_{max} = \frac{C^2}{2q} = \frac{q^3 l_0^2}{4 \cdot 2q} \left(\frac{l_2 - a_1}{l_2}\right)^2 = \frac{ql_0^2}{8} \left(\frac{l_0 - 2a_1}{l_0 - a_1}\right)^2; \quad (99)$$

или, заменив  $a_1$  через выражение (98):

$$M_{max} = \frac{ql_0^2}{8} \left(1 - \frac{a_1}{l_0 - a_1}\right)^2; \quad (100)$$

$$M_{max} = \frac{ql_0^2}{8} \left(1 - a \frac{p}{q} \frac{l}{l_0^2}\right)^2 = \varphi^2 \frac{ql_0^2}{8}. \quad (101)$$

Для того, чтобы сечение прогона было одинаково во всех пролетах, надо чтобы расчетные моменты были равны. Сравнив, таким образом, выражение (94) с выражением (101) найдем:

$$\frac{ql^2}{8} \left(1 - 4a \frac{p}{l} \frac{p}{q}\right) = \frac{ql_0^2}{8} \left(1 - a \frac{p}{q} \frac{l}{l_0^2}\right)^2,$$

или

$$\frac{l_0^2}{l^2} = \frac{1 - 4 \frac{a}{l} \frac{p}{q}}{\left(1 - a \frac{l}{l_0^2} \frac{p}{q}\right)^2},$$

откуда

$$\frac{l_0}{l} = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - 4 \frac{a}{l} \frac{p}{q}}\right). \quad (102)$$

Для частного случая при  $\frac{a}{l} = 0,10$  и одинаковой нагрузки  $p = q$

$$\frac{l_0}{l} = \frac{1}{2} (1 + \sqrt{1 - 0,4}) \approx 0,89. \quad (103)$$

На практике в среднем крайний пролет надо брать 0,90  $l$ .

Пример. Подобрать сечение прогона на подбалке при следующих данных:

$$l = 5,00 \text{ м}; \quad p = 400 \text{ кг}; \quad q = 800 \text{ кг}; \quad a = 0,10 \text{ л.}$$

Для данного вылета берем сечения подбалки и прогона одинаковыми; при  $p:q = \frac{400}{800} = 0,5$  по формуле (94):

$$M = \frac{ql^2}{8} \left( 1 - 4 \frac{p}{q} \frac{a}{l} \right) = \frac{ql^2}{8} (1 - 4 \cdot 0,5 \cdot 0,1) = \frac{ql^2}{10} =$$

$$= \frac{800 \cdot 5^2}{10} = 2000 \text{ кг. м.}$$

$$W = \frac{M_{max}}{[\sigma_s]} = \frac{200000}{110} = 1820 \text{ см}^3;$$

при  $b = 18 \text{ см}$ , находим

$$\frac{bh^2}{6} = 1820;$$

откуда

$$h = \sqrt{\frac{1820 \cdot 6}{18}} = \sim 25 \text{ см.}$$

Проверка на прогиб производится по известным формулам на сопротивление материалов.

## § 40. Балки с подкосами

При больших пролетах полезно применять подбалки, усиленные подкосами. Эта система обладает большой продольной жесткостью и предохраняет подбалку от поворачивания, вследствие чего длина ее может быть больше. На практике длина подбалки принимается  $0,20 L - 0,60 L$ , где  $L$  — пролет между центрами опор (рис. 59).

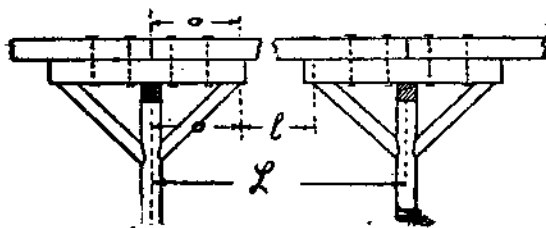


Рис. 59.

Расчетный пролет прогона принимается между наружными гранями подкосов. Расчет прогона производится, как расчет двухконсольной балки, свободно лежащей на опорах.

## 1. Расчет прогона

а) Средний пролет (рис. 59).

Максимальный пролетный момент, очевидно, получается при загрузке временной нагрузкой междуопорного пространства, тогда

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} - \frac{pa^2}{2} = \frac{ql^2}{8} \left[ 1 - 4 \frac{p}{q} \frac{a^2}{l^2} \right] = \frac{\beta ql^2}{8}, \quad (104)$$

где  $q$  — интенсивность нагрузки общей (постоянной и временной),  $p$  — интенсивность постоянной нагрузки.

Так как  $\beta$  меньше единицы, то максимальный момент меньше, чем в обыкновенном прогоне.

б) Крайний пролет (рис. 60).

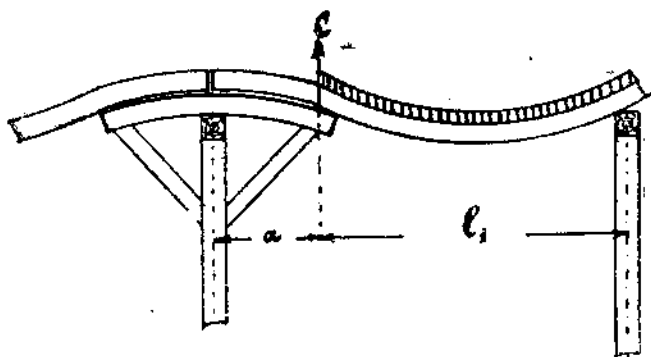


Рис. 60.

Крайний пролет, как уже говорилось, осуществляется без подбалки. В таком случае прогон представляет собой одноконсольную балку.

Рассуждая таким же образом, найдем:

$$M_x = Cx - q \frac{x^2}{2}$$

$$M_{max} = \frac{C^2}{2q}$$

Опорная реакция  $C$  находится способом моментов, а именно:

$$\begin{aligned} -Cl_1 + \frac{ql_1^2}{2} - \frac{pa^2}{2} &= 0; \quad C = q \frac{l_1}{2} - \frac{pa^2}{2l_1} = \\ &= \frac{ql_1}{2} \left( 1 - \frac{p}{q} \frac{a^2}{l_1^2} \right); \end{aligned} \quad (105)$$

$$M_{max} = \frac{C^2}{2q} = \frac{q^2 l_1^2}{4 \cdot 2q} \left( 1 - \frac{p}{q} \frac{a^2}{l_1^2} \right)^2 = \beta_1 \frac{ql_1^2}{8}. \quad (106)$$

Для того, чтобы сечения прогонов были одинаковы как в средних пролетах, так и в крайнем, необходимо иметь одинаковые расчетные моменты.

Сравнив формулу (104) с формулой (106), находим

$$\frac{ql^2}{8} \left( 1 - 4 \frac{p}{q} \frac{a^2}{l^2} \right) = \frac{ql_1^2}{8} \left( 1 - \frac{p}{q} \frac{a^2}{l_1^2} \right)^2,$$

откуда, таким же образом, найдем

$$\frac{l_1}{l} = \frac{1}{2} \left( 1 + \sqrt{1 - 4 \frac{p}{q} \frac{a^2}{l^2}} \right). \quad (107)$$

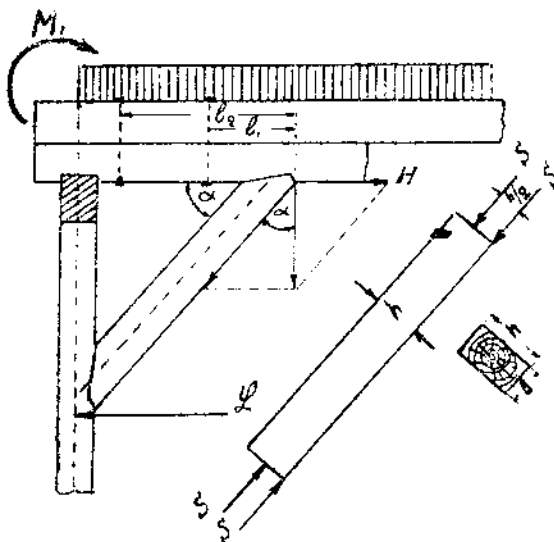


Рис. 61.

Для обычно применяемых соотношений  $\frac{a}{l}$  и часто встречающихся отношений  $\frac{p}{q}$ , отношение пролетов колеблется от 0,93 до 0,98.

## 2. Расчет подкосов.

Максимальная реакция в точке С, очевидно, получится при загрузке межопорной части и ближайшей к подкосу консоли временной нагрузкой (рис. 61). Тогда (пренебрегая

разгружающим влиянием второй консоли) вертикальное давление в точке С равно

$$V = \frac{q(l+a)^2}{2l}. \quad (108)$$

Силу эту разлагаем на две составляющие:

- 1) по направлению подкоса,
- 2) по направлению подбалки.

Горизонтальная составляющая:

$$H = V \operatorname{tg} \alpha = \frac{q(l+a)^2}{2l} \operatorname{tg} \alpha. \quad (109)$$

Составляющая по направлению подкоса (рис. 61):

$$S = \frac{V}{\cos \alpha} = \frac{q(l+a)^2}{2l \cos \alpha}. \quad (110)$$

Сила  $S$  сжимает подкос, но будучи приложенной внецентренно, вызывает, кроме того, напряжение изгиба от момента, равного

$$M = Se.$$

Суммарное напряжение в сжатом подкосе от действующей сжимающей силы и от момента выразится известной формулой

$$[\sigma_{-}] = \frac{S}{\varphi F} \pm \frac{M[\sigma_{-}]}{W[\sigma_{u}]}.$$

Подставив значение  $M$  и  $W$ , получим:

$$\begin{aligned} \sigma_{-} &= \frac{S}{\varphi F} + \frac{Se \cdot 6[\sigma_{-}]}{bh^2[\sigma_{u}]} = \frac{S}{\varphi F} + \frac{Sh \cdot 6[\sigma_{-}]}{2bh^2[\sigma_{u}]} = \frac{S}{\varphi F} + \frac{3S[\sigma_{-}]}{F[\sigma_{u}]} = \\ &= \frac{S}{F} \left( \frac{1}{\varphi} + 3 \frac{[\sigma_{-}]}{[\sigma_{u}]} \right). \end{aligned} \quad (112)$$

В этой формуле  $\varphi$  — коэффициент, зависящий от гибкости элемента при продольном изгибе.

$[\sigma_{-}]$  — приведенное напряжение к одноименному, а именно  $[\sigma_{u}]$  к центральному сжатию или к сжатию при изгибе. Это отношение, приведенное к сжатию, составляет 0,9.

ПРИМЕЧАНИЕ. Знак минус опущен потому, что нас интересуют точки с максимальным напряжением.

Таким образом, окончательно формула (112) примет вид:

$$[\sigma_{-}] = \frac{S}{F} \left( \frac{1}{\varphi} + 2,70 \right)$$

или, наоборот, задаваясь допускаемым напряжением, получим

$$F = \frac{S}{[\sigma_{-}]} \left( \frac{1}{\varphi} + 2,70 \right). \quad (113)$$

### 3. Наивыгоднейший уклон подкоса

Наивыгоднейший уклон подкоса очевидно будет тогда, когда при заданной силе требуется меньше древесины.

Длина подкоса будет:

$$l_n = \frac{U}{\sin \alpha}, \text{ где } U \text{ — катет треугольника.}$$

Объем подкоса:

$$V_n = F \cdot \frac{U}{\sin \alpha}.$$

Вместо  $F$  подставим его значение из формулы (113). Тогда

$$V_n = \frac{S}{[\sigma_{-}]} \left( \frac{1}{\varphi} + 2,70 \right) \frac{U}{\sin \alpha}. \quad (114)$$

Вместо  $S$  подставим его значение. Получим:

$$V_n = \frac{Uq(l+a)^2}{2[\sigma_{-}]l \sin \alpha \cos \alpha} \left( \frac{1}{\varphi} + 2,70 \right) = \frac{\text{const}}{\sin 2\alpha}. \quad (115)$$



Наименьший объем получится при максимальном знаменателе, который равен 1. Тогда

$$\sin 2\alpha = 1; 2\alpha = 90^\circ; \alpha = 45^\circ.$$

#### 4. Врубка подкоса в подбалку

Врубка подкоса в подбалку осуществляется преимущественно одиночным зубом со скреплением болтами или скобами (рис. 62).

Расчет врубки подкоса производится, как расчет лобовой врубки, т.е. на смятие и скалывание, причем, если длину свободного конца подбалки сделать равной семикратной глубине врубки, то проверки на скалывание производить не нужно.

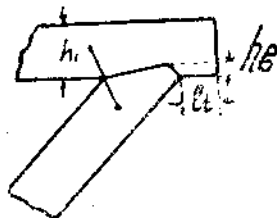


Рис. 62.

Расчет глубины врубки определяем по формуле

$$h_a = \frac{H}{b[\sigma_c]\alpha}; \quad (116)$$

$$l_t = 7h_a,$$

где  $h_a$ —глубина врубки подкоса в подбалку,  
 $[\sigma_c]\alpha$ —допускаемое напряжение на смятие дерева под данным углом смятия,

$H$ —раньше вычисленная горизонтальная составляющая,  
 $l_t$ —длина подбалки за подкосом для сопротивления скалывающим усилиям.

### § 41. Расчет подбалки

Длину подбалки принимают от 0,2*l*—0,6*l*, где *l* расстояние между опорами. Высоту подбалки принимают от 0,8*h* до *h*, где *h*—высота прогона, а затем проверяют напряжение в подбалке. В гражданских конструкциях прогон прикрепляют с подбалкой болтами и считают его свободно опертым.

На подбалку, таким образом, передается горизонтальная составляющая *H*, приложенная с эксцентриситетом  $\frac{h_1}{2}$ . Таким образом суммарное напряжение определяем по формуле

$$[\sigma_+] = \frac{H}{bh_1} + \frac{Hh_1 \cdot 6}{2bh_1^3} \quad [\sigma_+] = \frac{3,9H}{bh_1}.$$

Отсюда найдем необходимое сечение

$$bh_1 = \frac{3,9H}{[\sigma_+]}. \quad (117)$$

**ПРИМЕЧАНИЕ.** При учете влияния закрепления прогона с подбалкой надо учесть влияние момента от частичного защемления, который учитывается формулой

$$M_{оп} = \frac{ql^2}{12},$$

где  $l$  расстояние между верхними концами подкосов. Тогда суммарный момент, действующий на балку, равен разности моментов от защемления и от эксцентрично приложенной нагрузки, т. е.

$$M_p = M_{оп} - M_o = \frac{ql^2}{12} - \frac{Hh_1}{2} \quad (118)$$

**Расчет болтов, соединяющих прогон с подбалкой.**

Момент, отрывающий конец прогона от подбалки

$$M_o = \frac{ql^2}{12}.$$

Момент этот воспринимается двумя болтами, отстоящими от конца подкоса на расстоянии  $e_1$  и  $e_2$ . Величину натяжений считаем пропорциональными расстояниями болтов от точки опоры В, т. е.

$$N_1 \text{ и } N_2 = e_1 : e_2. \quad (119)$$

Из условия равновесия получим:

$$M_o = N_1 e_1 + N_2 e_2 \quad (120)$$

Из уравнений (119) и (120) находим

$$N_1 = \frac{M_o e_1}{e_1^2 + e_2^2}; \quad N_2 = \frac{M_o e_2}{e_1^2 + e_2^2}. \quad (121)$$

Сечение болтов определяем по таблице 12. На практике ставят болты одинакового сечения по величине максимальной силы.

**Пример.** Расчитать прогон на подбалке с подкосами при  $L = 6,50 \text{ м}$ ;  $p = 500 \text{ кг/см}$ ;  $q = 1200 \text{ кг/см}$

**Решение.**

Задаемся  $a = 0,2L = 0,2 \cdot 6,50 = 1,30 \text{ м}$ ,

$$l = L - 2a = 6,50 - 2,60 = 3,90 \text{ м}.$$

По формуле (107)

$$\frac{l_1}{l} = \frac{1}{2} \left( 1 + \sqrt{1 - 4 \frac{p}{q} \frac{a^2}{l^2}} \right) = \sim 0,97;$$

$$l_1 = 0,97 \cdot 3,90 = 3,80; \quad L_o = 3,80 + 1,30 = 5,10,$$

т. е. при таких соотношениях крайнего и среднего пролета сечение прогонов будет одинаковым. Расчету подлежит сечение прогона, подкоса, подбалки.

### а) Расчет прогона.

По формуле (104) находим:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} \left[ 1 - 4 \frac{p}{q} \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right],$$

$$\text{где } \frac{p}{q} = \frac{500}{1200} = 0,41$$

$$\frac{a}{l} = 0,2.$$

Поставив эти значения в формулу (104) получим:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} (1 - 4 \cdot 0,41 \cdot 0,2^2) = \frac{1200 \cdot 3,9^2}{8} (1 - 0,064) = 2135 \text{ кгм}$$

$$W = \frac{M}{[\sigma_b]} = \frac{213500}{110} = \sim 2000 \text{ см}^3$$

Для соотношений  $b : h = 5 : 7$  находим из формулы (44):

$$h = 2\sqrt[3]{w} = 2\sqrt[3]{2000} = \sim 26;$$

$$b = \frac{5}{7} h = \frac{5}{7} \cdot 26 = \sim 18$$

### б) Расчет подкоса.

Реакция в точке В

$$V = \frac{q(l+a)^2}{2l} = \frac{1200(3,9+1,30)^2}{2 \cdot 3,9} = \sim 4160 \text{ кг.}$$

Горизонтальная составляющая  $H = Vtq\alpha$ , где

$$\alpha = 45^\circ; H = 4160 \text{ кг.}$$

По направлению подкоса

$$S = \frac{V}{\cos \alpha} = \frac{4160}{\cos 45^\circ} = 5860.$$

Длина подкоса

$$l_n = \frac{a}{\cos \alpha} = \frac{130}{\cos 45^\circ} = \sim 1,83.$$

По формуле (113)

$$F = \frac{S}{[\sigma_n]} \left( \frac{1}{\varphi} + 2,70 \right)$$

Задаемся или сечением или, что проще, коэффициентом  $\varphi = 0,70$

$$F = \frac{5860}{110} \left( \frac{1}{0,7} + 2,70 \right) = 244.$$

Принимаем  $F = 16 \times 16 = 256 > 244 \text{ см}^2$ .

Поверка:

$$r = 0,289h = 0,289 \cdot 16 = 4,6 \text{ см};$$

$$i = \frac{l_n}{r} = \frac{183}{4,6} = 40.$$

ПРИМЕЧАНИЕ. Можно было пользоваться для предварительного подбора сечения указанием в главе о расчете эксцентрично нагруженных опор.

Из конструктивных соображений удобнее взять сечение:  $18 \times 16$ .

а) Расчет врубки подкоса в подбалку.

Из формулы (116) находим:

$$h_n = \frac{H}{[\sigma_c]z} = \frac{4160}{18 \cdot 38} \approx 6 \text{ см},$$

где  $[\sigma_c]_{45} = 38 \text{ кг см}^2$ ;

$$l_t = \frac{H}{b[t]} = \frac{4160}{12 \cdot 18} \approx 20 \text{ см}.$$

б) Расчет подбалки.

Из формулы (117) находим:

$$F = \frac{3,9H}{[\sigma_+]} = \frac{3,9 \cdot 4160}{100} = 162.$$

Берем сечение  $b_{\text{под}} = b_{\text{прогана}} = 18 \text{ см}$ ,

$$h_{\text{под}} = 0,7h_{\text{прог}} = 18 \text{ см}.$$

$$F = 18 \cdot 18 = 324 > 162.$$

с) Расчет болтов.

$$M_o = \frac{ql^2}{12} = \frac{1200 \cdot 3,9^2}{12} = 1521 \text{ кг. м};$$

$e_1 = 60 \text{ см}; e_2 = 100 \text{ см};$

$$N_2 = \frac{M_o e_2}{e_1^2 + e_2^2} = \frac{100 \cdot 152100}{60^2 + 100^2} = 1120.$$

По таблице находим:

$$d \text{ болта} = 16 \text{ мм}.$$

## СОПРЯЖЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### § 42. Классификация сопряжений

Для соединения отдельных элементов в конструкции служит целый ряд способов сопряжений.

По целевым признакам сопряжения бывают трех видов:

- 1) Сплачивание—при параллельном соединении элементов для увеличения поперечного сечения.
- 2) Сращивание, или стык,—при продольном соединении элементов для увеличения длины.
- 3) Узловые сопряжения—соединение нескольких элементов около узлового центра под любым углом.

По способу осуществления сопряжения бывают следующие:

- а) Сопряжения при помощи добавочных вспомогательных частей, а именно:
  - 1) работающих на сжатие—шпонки,
  - 2) работающих на срез—нагельные соединения,
  - 3) работающих на сдвиг—клеевые сопряжения,
  - 4) работающих на растяжение—болты, хомуты, тяжи и скобы.
- б) Сопряжения без введения добавочных вспомогательных частей—врубки.

Для правильного расчета и сконструирования любого сопряжения надо иметь ясное представление в следующем:

- 1) каким образом осуществляется передача усилия от одного элемента другому;
- 2) какие деформации вызываются этими усилиями в частях соединения, на которые они оказывают влияние;
- 3) какие условия прочности должны быть выполнены для предохранения соединения от деформации.

Эти три основные положения надо твердо помнить при расчете и конструировании.

### § 43. Шпоночные сопряжения

Основной особенностью всех шпоночных соединений является неизбежность возникновения распора, вследствие чего необходимым конструктивным дополнением является постановка стяжных болтов.

Шпонки употребляются преимущественно следующих типов (рис. 63 и 64).

## А. Призматические

- а) поперечные: простые, натяжные и цилиндрические;
- б) продольные: прямые и косые.

## В. Круглые

- а) тарельчатые—дубовые и чугунные;
- б) гладко-кольцевые шпонки Тухшерера (г. к. ш.);
- с) зубчато-кольцевые шпонки (з. к. ш.)

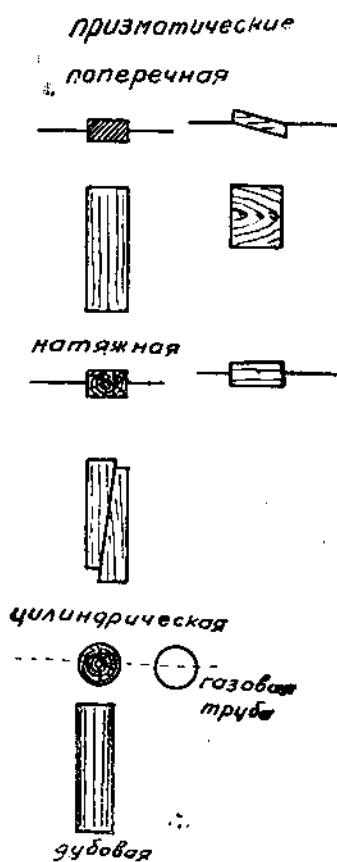


Рис. 63.

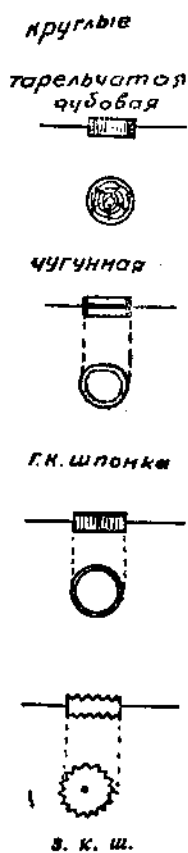


Рис. 64.

## § 44. Применение шпоночных сопряжений

Как сказано выше, шпоночные сопряжения характеризуются возникновением распора от эксцентричного приложения сдвигающих сил. Величина распора при постоянной длине шпонки возрастает с увеличением высоты шпонки. С другой стороны,

сопротивление скалыванию тем больше, чем больше ширина сплачиваемых досок. Отсюда напрашивается вывод, что шпоночные сопряжения характерны для досчатых плоских конструкций, имеющих при малой толщине элементов сравнительно большую ширину.

Из поименованных выше типов шпонок тарельчатые—дубовые и чугунные употребляются редко, почему из рассмотрения нами исключаются.

Ввиду усушки дерева со временем и, следовательно, ослабления конструкции, требуется при эксплуатации производить регулярную подтяжку и подклинку конструкций, за исключением косых шпонок, не допускающих подклинки.

Поперечная шпонка воспринимает усилия растяжения и сжатия.

Цилиндрическая шпонка воспринимает усилия обоих направлений, но применяется преимущественно при сплачивании составных сжатых стержней. Продольная косая шпонка воспринимает усилие одного знака.

Продольная прямая шпонка воспринимает усилия обоих знаков и применяется при знакопеременном воздействии сил.

Круглые шпонки воспринимают усилия обоих знаков.

## § 45. Расчет сопряжений на призматических шпонках

### Поперечные шпонки

Все сказанное о шпонках при рассмотрении составных балок в такой же степени относится и для всяких шпоночных сопряжений.

Сопряжения бывают однорядовые, двухрядовые и многорядовые. Хотя теоретически количество рядов не ограничено, однако из практических соображений больше 5 рядов проектировать не следует.

Обозначим:

$h_{ш}$  — глубину врезки шпонки в один элемент,

$N$  — усилие, воспринимаемое стыком,

$m$  — число рядов шпонок по одну сторону стыка,

$h$  — высоту сопрягаемого элемента (толщина),

$b$  — ширину сопрягаемого элемента,

$[\sigma_c]$  — допускаемое напряжение на смятие, а именно: гнезда вдоль волокон  $[\sigma_c]$  и шпонки поперек волокон  $[\sigma_c]_{\perp}$ .

**ПРИМЕЧАНИЕ.** При расчете применяются коэффициенты, зависящие от класса сооружений и марки леса.

Расчет ведем на смятие дуба поперек волокон  $[\sigma_c]_{\perp} = 60 \text{ кг/см}^2$  и на скалывание дуба поперек волокон  $[\tau]_{\perp} = 10 \text{ кг/см}^2$ .

## Условие равнопрочности

Шпонки работают на смятие и скалывание. На смятие работает  $h_m$ , на скалывание —  $l_m$  (длина шпонки).

Условие равнопрочности очевидно состоит в том, што шпонка должна быть одинаково прочна как на смятие, так и на скалывание.

Усилие, выдерживаемое шпонкой на смятие (рис. 65):

$$N_c = bh_m [\sigma_c]_{\perp}. \quad (122)$$

Усилие, воспринимаемое одной шпонкой на скалывание:

$$N_t = bl_m [\tau]_{\perp}. \quad (123)$$

Условие равнопрочности будет:

$$bh_m [\sigma_c]_{\perp} = bl_m [\tau]_{\perp};$$

откуда

$$\frac{l_m}{h_m} = \frac{60}{10} = 6. \quad (124)$$

ПРИМЕЧАНИЕ. Минимальная толщина шпонки равна 1,00 см.

## § 46. Пример расчета стыка на поперечных шпонках

Пример 1.

Дано: сечение сопрягаемых элементов 10·22, действующая сила растяжения  $N_+ = 10\,000$  кг, класс сопряжений III, марка леса II, ель п. с.

Поправочный коэффициент для допускаемых напряжений будет:

$$k = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81;$$

$$[\sigma_+] = 0,81 \cdot 100 = 81 \text{ кг/см}^2.$$

В подобного типа задачах требуется определить:

- 1) размер шпонок,
- 2) количество шпонок,
- 3) расстояние между рядами шпонок,
- 4) размер накладок,
- 5) размер стяжных болтов.

Сила, которая может быть безопасно выдержана в наиболее слабом сечении, должна быть равной действующей силе  $N_+$ .

$$N_+ = b(h - 2h_m) [\sigma_+]. \quad (125)$$

Из этого уравнения может быть найдена высота шпонки  $h_m$ , и, следовательно,  $l_m$ , а именно, подставив известные величины, получим:

откуда

$$10\,000 = (10 - 2h_m) 81;$$

$$h_m = 2,5 \text{ см};$$

$$l_m = 6h_m = 15 \text{ см}.$$



Из условия работы шпонок на смятие имеем:

$$N_{+} = 2h_{ш} b m [σ_c]_{\perp}. \quad (126)$$

Из этого уравнения находим количество рядов или пар шпонок, а именно:

$$10\,000 = 2 \cdot 2,25 \cdot 22 \cdot m \cdot 50; \quad m = \sim 2.$$

Расстояние между рядами шпонок определяем из условия, что для равнопрочности длина скальвания должна быть в 7 раз больше глубины врубки, т. е. (рис. 65)

$$a_1 = 7 \cdot 2,5 = 17,5.$$

Длина накладки, таким образом, определится из уравнения

$$l_n = 2[(m+1)a_1 + ml_{ш}] = 2(17,5 \cdot 3 + 2 \cdot 15) = 165 \text{ см.}$$

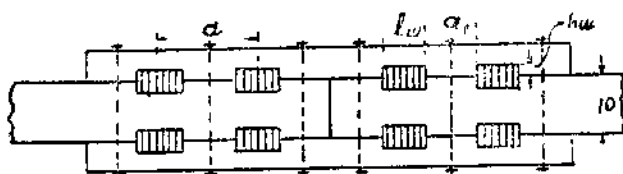


Рис. 65.

### Размеры накладок

Ширина накладок равна ширине стыкаемых элементов. Толщина определится из следующих двух условий:

$$h_n = \frac{h}{2} \text{ [I]}; \quad h_n = 2h_{ш} \text{ [II]}.$$

В данном случае получаем

$$h_n = \frac{10}{2} = 5 \text{ см [I]}; \quad h_n = 2 \cdot 2,5 = 5 \text{ см [II]};$$

т. е. толщина накладки 5 см.

При неодинаковых результатах берем по большему размеру.

### Расчет болтов

Болты рассчитываются так же, как указано при расчете составных балок на шпонках, а именно:

$$Q = T_{ш} \frac{h_{ш}}{l_{ш}},$$

где  $Q$  — сила, действующая на болт;

$T_{ш}$  — сила, действующая на одну шпонку.

В нашем случае

$$Q = \frac{10\,000}{4} \cdot \frac{2,5}{15} = \sim 400.$$

По этому усилию из таблицы 12 находим:

$$d \text{ болта} = 10 \text{ мм. } N_6 = 485 > 400.$$

Пример 2. Подобрать сечение растянутого элемента по действующему усилию  $N_+ = 15\,000 \text{ кг}$  и спроектировать стык на поперечных натяжных шпонках, класс II, марка I, сосна в.с. (рис. 66).

$$\kappa = 1,00; [\sigma_+] = 100.$$

При подборе сечения надо предварительно учесть коэффициент ослабления, который в среднем принимается 1,60:

$$F = \frac{15\,000}{90} \cdot 1,6 = \sim 270 \text{ см}^2.$$

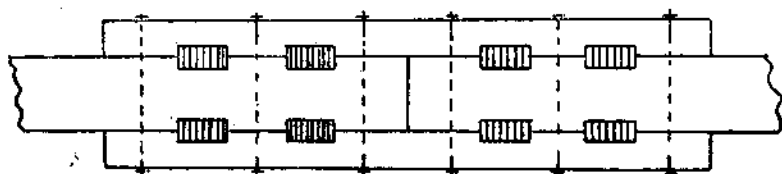


Рис. 66.

Принимаем сечение  $12 \times 24 = 288 > 270$ .

1) Из условия работы элементов в ослабленном месте на растяжение

$$N_+ = b(h - 2h_m) [\sigma_+],$$

или

$$15\,000 = 24(12 - 2h_m)100;$$

откуда

$$h_m = 3,0 \text{ см.}$$

2) Из условия восприятия всеми шпонками действующей силы на смятие

$$N = 2h_m b m [\sigma_c]_1,$$

или

$$15\,000 = 2 \cdot 3 \cdot 24 \cdot m \cdot 60;$$

откуда

$$m \approx 2.$$

3) Расстояние между шпонками в чистоте

$$a_1 = 7h_m = 7 \cdot 3 = 21 \text{ см.}$$

4) Длина накладки

$$= 2(21 \cdot 3 + 2 \cdot 18) = 198 \text{ см} \sim 2,00 \text{ м.}$$

5) Толщина накладки определяется из двух условий

$$h_n = \frac{h}{2} \text{ [I]}; h_n = 2h_w \text{ [II]};$$

в данном случае оба условия дают одинаковый ответ, а именно:

$$h_n = 6 \text{ см.}$$

6) Расчет болта производим по тем же формулам:

$$Q = \frac{T h_w}{l_w} = \frac{15\,000}{4} \cdot \frac{3}{18} = 625 \text{ кг.}$$

Из таблицы находим  $d$  болта = 13 мм.

$$N_s = 862 > 625 \text{ кг.}$$

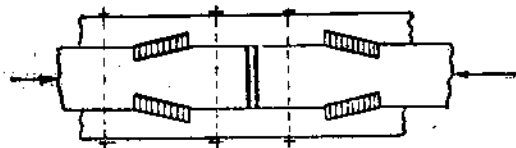
## § 47. Расчет стыков на прямых и косых продольных шпонках

Косая продольная шпонка по сравнению с прямой дает более плотное натяжение и требует меньше дуба; метод же расчета совершенно идентичен. Наклон шпонок зависит от знака действующего усилия, что легко сообразить, а именно: при растянутых стыках шпонки нисходящие к середине, в сжатых восходящие (рис. 67).



*Растяг стык*

Рис. 67.



*Сжатый стык*

Рис. 67а.

### Условие равнопрочности

Расчетным напряжением смятия будет допускаемое напряжение смятия гнезда вдоль волокон, как более слабого материала. Рассуждая аналогичным образом, как и при поперечных шпонках, найдем:

$$\frac{l_w}{h_w} = [\sigma_c] = \frac{80}{20} = 4. \quad (127)$$

Пример. Расчитать стык на косых дубовых шпонках при  $N_+ = 11\,000$ ; сечение стыкаемых элементов  $10 \times 22$ , класс сооружений II, марка I, ель в. с.

$$K = 0,9; [\sigma_+] = 0,9 \cdot 100 = 90 \text{ кг/см}^2.$$

1) Из условия работы элемента в ослабленном сечении на растяжение находим:

$$N_+ = b(h - 2h_w)[\sigma_+]; \quad 11\,000 = 22(10 - 2h_w)90,$$

откуда

$$h_w \approx 2,5 \text{ см}; \quad l_w = 4h_w = 10 \text{ см}.$$

2) Количество рядов определяем из уравнения

$$N_+ = 2h_w b m [\sigma_c]$$

$$11\,000 = 2 \cdot 2,5 \cdot 22 \cdot m \cdot 80 \cdot 0,9;$$

откуда

$$m \approx 2.$$

3)  $a_1 = 7 \quad h_w = 7 \cdot 2,5 = 17,5;$

4)  $l_n = 2(18 \cdot 3 + 2 \cdot 10) = 150 \text{ см};$

5)  $h_n = 2h_w = 5 \text{ см},$

или

$$h_n = \frac{h}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ см};$$

6)  $Q = T \frac{h_w}{l_w} = \frac{11\,000}{4} \cdot \frac{1}{4} = 700 \text{ кг}.$

Из таблицы находим:

$$\begin{aligned} d \text{ болта} &= 13 \text{ мм} \\ N_d &= 865 > 700. \end{aligned}$$

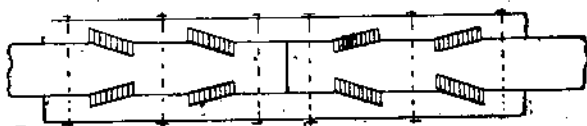


Рис. 68.

Пример. Подобрать сечение растянутого элемента и сконструировать стык на косых продольных шпонках при следующих данных:

$$P = 18\,000 \text{ кг, класс III, марка II, сосна в. с.}$$

Решение. Поправочный коэффициент для напряжений = 1,00.

$$F = \frac{P}{[\sigma_+]} = 1,50,$$

где 1,50 коэффициент ослабления.

$$F = \frac{18\,000}{100} \cdot 1,5 = 270 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение  $12 \times 24$ ;  $F = 288$  (рис 69).

## Расчет шпонок

1) Из условия работы элемента в ослабленном сечении на растяжение находим:

$$N_+ = b(h - 2h_w)[\sigma_+],$$

или

$$18000 = 24(12 - 2h_w)100;$$

откуда

$$h_w = 2,25 \text{ см}; \quad l_w = 4 \cdot 2,25 = 9.$$

2) Из условия восприятия шпонками всей растягивающей силы определяем количество рядов

$$N_+ = 2h_w b m [\sigma_c];$$

откуда

$$m = \frac{N_+}{2h_w b [\sigma_c]} = \frac{18000}{2 \cdot 2,25 \cdot 24 \cdot 80} \cong 2,5.$$

Принимаем  $m = 3$ .

3)  $a_1 = 7h_w = 7 \cdot 2,25 = \sim 16 \text{ см};$

4)  $l_n = 2(16 \cdot 4 + 3 \cdot 9) = 162 \text{ см};$

5)  $h_n = 2h_w$  или  $\frac{h}{2}$ .

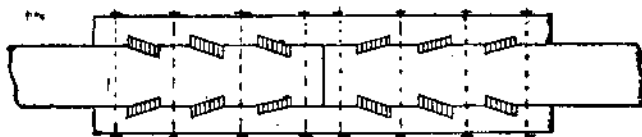


Рис. 69.

Очевидно, надо брать по большему:

$$h_n = \frac{h}{2} = 6 \text{ см}.$$

6)  $Q = T \frac{h_w}{l_w} = \frac{18000}{6} \cdot \frac{1}{4} = 750 \text{ кг}.$

Из таблицы находим  $d$  болта = 13 мм.

$$N_6 = 865 > 750.$$

По этим же формулам рассчитываем сопряжения на прямых продольных шпонках.

## § 48. Цилиндрические дубовые шпонки

Как уже сказано, эти шпонки применяются преимущественно при сплачивании составных сжатых стержней. Однако, ввиду восприятия усилия обоих знаков, могут применяться при растянутых стыках. Гнезда для шпонок засверливаются в стянутой

болтами конструкции. Шпонки заготавливаются слегка конические.

В данном случае

$$h_m = \frac{d}{2}; \quad l_m = d; \quad \frac{l_m}{h_m} = 2.$$

Следовательно, расчет шпонок надо вести по скалыванию дуба поперек волокон ввиду недостающей длины, требуемой для условия равнопрочности отношения  $\frac{l_m}{h_m} = 6$ . Расстояние между центрами шпонок принимаем  $5d$ .

Пример. Рассчитать стык на цилиндрических дубовых шпонках при  $P = 10000$  кг;  $K = 100$ .

Подбор сечений.

$$F_{бр} = \frac{10000}{100} \cdot 1,5 = 150 \text{ см}^2.$$

Берем сечение  $8 \times 20 = 160$ .

Из условия ослабления бруса имеем:

$$(h - 2h_m)b[\sigma_+] = 10000,$$

или заменяя  $2h_m = d$

$$(8 - d)20 \cdot 100 = 10000; \quad d = \sim 3 \text{ см.}$$

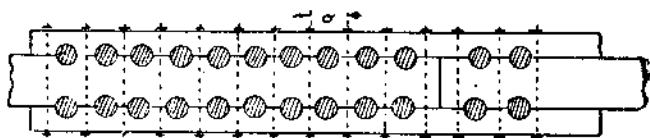


Рис. 70.

Количество шпонок из условия скалывания:

$$2mbd[f]_{\perp} = 10000,$$

или

$$2m \cdot 20 \cdot 3 \cdot 10 = 10000; \quad m = \sim 9.$$

Сечение накладки  $h_n = 4 \text{ см} > 2h_m$ .

Длина накладок:

$$l_n = 2 \cdot 4d \cdot 9 = 72d = 2,16 \text{ м.}$$

Расчет болтов:

$$Q = \frac{Td}{2d} = \frac{T}{2} = \frac{10000}{9 \cdot 2 \cdot 2} = 300 \text{ кг.}$$

Принимаем болт  $\varnothing 8 \text{ мм}$  (рис. 70).

Как видно, цилиндрические шпонки нерационально употреблять при больших усилиях.

## § 49. Металлические призматические шпонки

Металлические шпонки приклепываются к металлическим накладкам и употребляются преимущественно в растянутых стыках брусчатых элементов. Ввиду различного модуля упругости дерева и железа, согласная работа всех шпонок не может быть обеспечена, поэтому допускаемое усилие на сопряжение уменьшается при 2-х шпонках на 10 проц., при 4-х шпонках — на 20 проц. Больше 4-х шпонок ставить не рекомендуется. Ввиду того, что сопряжение требует затраты металла и не обладает никакими преимуществами перед деревянными накладками и дубовыми шпонками, а, наоборот, имеет еще указанные выше

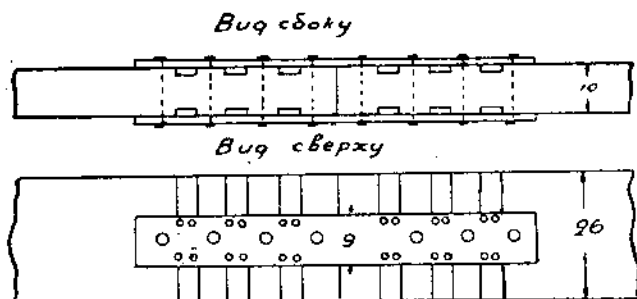


Рис. 71.

дефекты, этот тип соединения рекомендовать нельзя. Для целей практики ограничимся одним примером.

Пример. Расчитать стык на призматических металлических шпонках при следующих данных:

1) Сечение стыкаемого элемента  $10 \times 26$ , 2)  $P = 16$  тон. Класс сооружений III, марка леса I, ель п. с. (рис. 71). Поправочный коэффициент, таким образом будет:

$$K = 1,2 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 0,97.$$

$$[\sigma_+] = 100 \cdot 0,97 = 97.$$

$$[\sigma_-] = 80 \cdot 0,97 = 77.$$

В данном стыке подлежит расчету:

- размер шпонок ( $h_w$  и  $l_w$ ),
- количество рядов шпонок,
- размер накладки (ширина, толщина и длина),
- размер болтов,
- прикрепление шпонок к накладке.

Особенности этого типа шпонок

1) Болт в сопряжениях на металлических призматических шпонках ставится ближе к шпонке, поэтому в ослабленное сечение следует вводить ослабление болтом.

2)  $l_w$  принимается равной удвоенной толщине шпонок, т. е.

$$l_w = 2h_w.$$

Решение. а) Из условия растяжения в ослабленном сечении имеем

$$N_+ = (b - d)(h - 2h_w)[\sigma_+],$$

откуда найдем  $h_w$ , а именно:

$$16\,000 = (26 - 2)(10 - 2h_w)97; \quad h_w = \sim 1,6 \text{ см.}$$

Принимаем  $h_w = 1,6 \text{ см}; l_w = 3,2 \text{ см}; a_2 = 7h_w = 11,2 \text{ см}.$

ПРИМЕЧАНИЕ. Ориентировочно диаметр болта, как максимум, принят в 2 см.

б) Из условия смятия гнезд, которые должны воспринять все усилие, найдем количество рядов с каждой стороны стыка:

$$N = 2h_w b m [\sigma_c],$$

или

$$16\,000 = 2 \cdot 1,6 \cdot 26 \cdot m \cdot 77; \quad m = 3.$$

с) Размер болтов определяем попеременно

$$Q = T \frac{h_w}{l_w} = \frac{16\,000}{6} \cdot \frac{1,6}{3,2} = 1340.$$

По таблице получаем  $d$  болта = 16 мм.

д) Размер накладки определяем из условия прочности на разрыв:

$$N_+ = 2(b_n - d)\delta[\sigma_+]_{ж},$$

где  $b_n$  — ширина накладки,

$\delta$  — толщина накладки.

Задаемся  $\delta = 10 \text{ мм}$ , тогда

$$16\,000 = 2(b_n - 1,6)10 \cdot 1\,100;$$

откуда

$$b_n = 9 \text{ см.}$$

Длина накладки определится по формуле

$$l_n = 2 \left( 3a_1 + 3l_w + \frac{a_1}{2} \right) = 2(11,2 \cdot 3 + 3 \cdot 3,2 + 5,6) = \sim 100 \text{ см.}$$

е) Расчет заклепок, необходимых для прикрепления шпонок к накладке. Сила, передающаяся одной шпонке:

$$T_1 = \frac{T}{6} = \frac{16\,000}{6} = \sim 2\,700;$$

заклепки на срез:

$$n \frac{\pi d^2}{4} [t] = T_1;$$

где  $n$  — число заклепок,

$d$  — диаметр заклепок,

$[t]$  — допускаемое напряжение на срез = 1000 кг/см<sup>2</sup>.



При  $d = 10 \text{ мм}$ ,  $\frac{\pi d^2}{4} = 0,785$ , получим:

$$n \cdot 0,785 \cdot 1000 = 2700; n = 4.$$

Заклепки на смятие

$$n d [\sigma_c] = 2700,$$

где  $[\sigma_c]$  — допускаемое напряжение смятия =  $2400 \text{ кг/см}^2$ ;

$$n = \frac{2700}{2400 \cdot 10,1} = 1,25.$$

Принимаем  $n = 4$  штуки.

## § 50. Гладко-кольцевые шпонки системы Тухшерера

Гладко-кольцевые шпонки являются наиболее ходким типом круглых шпонок. Кольца эти появились впервые в Германии в 1913 г. и предложены инженером Фосс из фирмы Карла Тух-

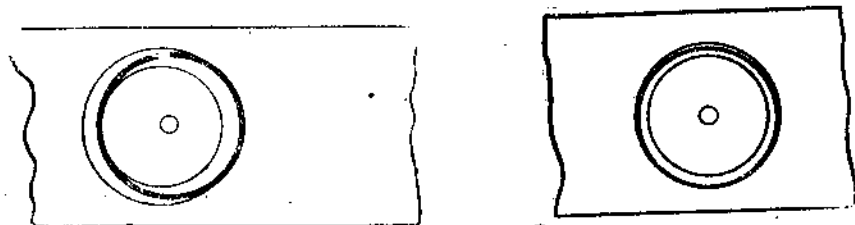


Рис. 72.

шерера, и вскоре они получили широкое применение и распространение во многих странах. Вследствие сравнительной простоты и больших усилий, воспринимаемых кольцами, деревянные конструкции шагнули сильно вперед, и большие пролеты, которые раньше перекрывались исключительно металлическими фермами, начали успешно перекрывать деревом.

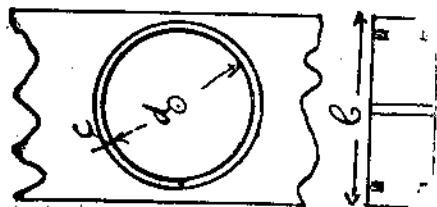


Рис. 73.

Первоначально кольца делались цельными. Затем обнаружили, что разрезное кольцо выдерживает гораздо больше цельного. Вследствие разреза кольцевая шпонка приобретает упругость и при действии сил плотно прилегает к дереву как с внутренней, так и с внешней стороны. При глухой кольцевой шпонке таковая прилегает с одной стороны (рис. 72).

Паз для колец выбирается при помощи фрезеровки в обоих соединяемых элементах. Элементы, кроме того, соединяются болтами, проходящими через центр (рис. 73).

Усилие, действующее вдоль стержня, должно сминать или срезать сердечник внутри кольца, а также дерево, расположенное за внешней стенкой. В Германии один конец кольца снабжается прямоугольным или трапециoidalным зубом, входящим в паз другого конца. Однако, опыты, произведенные в центральном Аэро-гидродинамическом институте в Москве, показали, что замок, удорожая производство заметного улучшения в работе кольца не дает, вследствие чего по техническим условиям разрез кольца должен быть прямой (рис. 74).

Ценное преимущество круглых кольцевых шпонок заключается также в том, что они дают возможность решать узловые сопряжения. При этом надо внимательно учесть допускаемое усилие в зависимости от угла действия сил по отношению к волокнам.

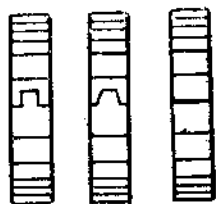


Рис. 74.

## § 51. Расчет гладко-кольцевых шпонок

Кольцевая шпонка заставляет дерево работать на смятие и скалывание. Ширина кольца по техническим условиям не должна превышать  $0,20 d_o$ , где  $d_o$ —внутренний диаметр кольца. Легко доказать, что при этом отношении кольца должны рассчитываться на смятие, но не на скалывание. Действительно, обозначим через

$b$ —ширину кольца,

$c$ —толщину кольца,

$d_o$ —внутренний диаметр кольца.

Тогда усилие, воспринимаемое одним кольцом на скалывание, будет:

$$\frac{2\pi d_o^2}{4} [t] = \frac{\pi d_o^2}{2} [t] = 1,57 d_o^2 [t]; \quad (127)$$

усилие, воспринимаемое одним кольцом на смятие:

$$2d_o \frac{b}{2} [\sigma_c] = b d_o [\sigma_c]. \quad (128)$$

Условие равнопрочности для усилий параллельных волокнам, т. е. при  $[\sigma_c] = 80$ ;  $[t] = 12$ , будет

$$1,57 d_o^2 \cdot 12 = b d_o 80$$

или

$$18,8 d_o = 80b; \quad b = 0,23 d_o.$$

Условие равнопрочности для усилий нормальных к волокнам, т. е. при  $[\sigma_c]_{\perp} = 25$ ;  $[t]_{\perp} = 6$ , будет

$$1,57 d_o^2 \cdot 6 = b d_o 25,$$

или

$$b = \frac{9,42}{25} d_o = 0,38 d_o.$$

Следовательно при меньшей ширине, рекомендуемой нормами,  $b = 0,20d_0$ , более опасным является смятие, а не скалывание.

Усилие, допускаемое на 1 кольцо, таким образом, определяется формулой

$$N_k = bd_0[\sigma_k]. \quad (128)$$

Технические условия для проектирования сопряжений на гладко-кольцевых шпонках.

При проектировании надо иметь ввиду следующие правила, предписанные техническими условиями:

1) Ширина кольца менее 2-х см не допускается, так как при такой глубине кольцевого гнезда будет значительно сказываться коробление досок, неправильности в размерах пиломатериалов и другие обстоятельства.

2) Врезка колец на различную глубину в соединяемые части не разрешается.

3) В одной конструкции кольца одного диаметра должны иметь одинаковую ширину.

4) В связи с результатами испытаний ГИС'а<sup>1</sup> в растянутых стыках допускаемое усилие уменьшается и равно 0,8 табличного усилия.

5) Разрез кольца делается прямой и должен быть расположен на диаметре, перпендикулярном действующему усилию (рис. 75).

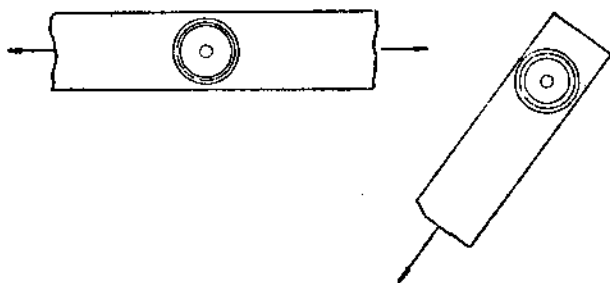


Рис. 75.

6) В однорядовых растянутых стыках на концах досок надо поставить по два стяжных болта для предотвращения расхождения концов наружных досок.

7) Рекомендуется стыки проектировать на двухрядовых шпонках. Больше трех стопок не допускается. При трехстопочном стыке допускаемые усилия на кольца снижаются умножением на 0,9.

8) Накладки в стыках должны быть сделаны из досок той же толщины, что и основные доски.

ГИС—государственный институт сооружений.

9) Площадь ослабления одним кольцом принимается  $\frac{L_m}{2}(d_o+2e)$ ; при этом ослабление болтовой дырой не учитывается (рис. 73).

10) Наименьший допускаемый размер досок, расстояние между центрами колец и от торца доски до центра кольца, диаметр болта и размеры шайб даны в таблице нормального сортамента колец.

11) Усилие, приходящееся на отдельную доску составного элемента, пропорционально числу врезанных колец.

12) При предварительном подборе сечений принимается коэффициент 1,40 для двухрядовых сопряжений и 1,60—для одно-рядовых сопряжений.

13) При присоединении сжатого элемента расчетное усилие в ослабленном сечении принимается, за вычетом половины усилия, воспринимаемого кольцами, ослабляющими рассчитываемое сечение.

14) Стыки бывают двух типов: 1) в притык с накладками и прокладками, 2) в нахлестку. Как видно из прилагаемого рисунка второй тип является более экономным, так как требует меньше дефицитных материалов (рис. 76).

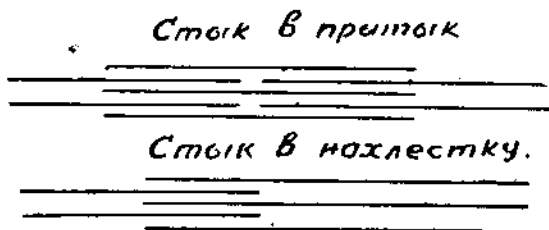


Рис. 76.

15) Допускаемое усилие на кольцо принимается по таблице, составленной для разных колец и различных углов при коэффициенте для напряжений  $K=1$ . Для конкретных случаев необходимо руководствоваться также соображениями, изложенными в пунктах 4 и 7.

16) Как правило, сжатые стыки рационально проектировать при непосредственной передаче усилий торцами, но можно также и на кольцах.

## § 52. Примеры

Пример 1. Расчитать растянутый стык из 3-х элементов при следующих данных:  $P=20 т$ , класс сооружений II, марка леса I, сосна п. с., стык в притык.

Решение.

Переходный коэффициент для допускаемых напряжений  $K=0,9$ .

Необходимое сечение досок:

$$F_{бр} = \frac{20000}{0,9 \cdot 100} 1,40 = \sim 308 \text{ см}^2.$$

Площадь одной доски:  $\frac{308}{3} = 103 \text{ см}^2$ .

Принимаем сечение  $5 \times 22$ .

Расчет колец. При двухрядовом стыке можно поставить  $2 \cdot 6 = 12$  колец.

Усилие на 1 кольцо  $\frac{20\,000}{12} = 1680$ .

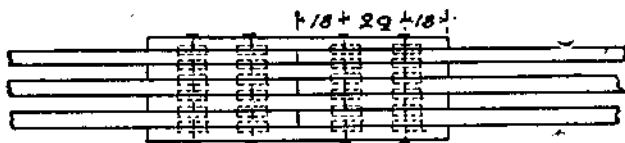


Рис. 77.

Табличное усилие

$$N_T = \frac{N_k}{0,8 \cdot 0,9} = \frac{1680}{0,72} = 2350 \text{ кг.}$$

Подходящее кольцо 14-2,5.

По размерам досок эти кольца подходят.

Проверка напряжений.

$$F_{осл} \text{ (по таблице); } 18 \cdot 6 = 108.$$

$$F_{нет} = 3 \cdot 5 \cdot 22 = 108 = 222.$$

$$\sigma_{ф} = \frac{20\,000}{222} = 90 \text{ кг/см}^2.$$

Длина накладки

$$l_n = 2(2S_1 + S_2) = 2(2 \cdot 18 + 22) = 116 \text{ см. Болты по таблице}$$

$$d = 12 \text{ мм (рис. 77).}$$

Пример 2. Расчитать стык для двух элементов при  $P = 16 \text{ т}$ , класс II, марка леса I, ель п. с.

Решение. Переходный коэффициент для допускаемых напряжений:

$$K = 0,8 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 0,65.$$

$$F_{бр} = \frac{16000}{0,65 \cdot 100} \cdot 1,40 = 350 \text{ см}^2$$

$$\frac{350}{2} = 175, \text{ принимаем } 7 \cdot 25.$$

Расчет колец при 2-рядовом сопряжении. Количество колец может быть равно 8.

$$N_k = \frac{16\,000}{8} = 2000$$

$$N_{\text{таб}} = \frac{2000}{0,65 \cdot 0,8} = 3930.$$

По таблице выбираем кольца  $18 \times 3$ .  
По сортаменту леса эти кольца подходят.

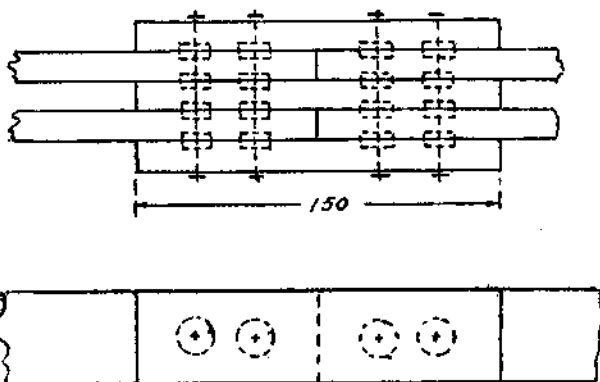


Рис. 78.

Проверка напряжений.

$$F_{\text{осл}} = 28 \cdot 4 = 112;$$

$$F_{\text{нет}} = 2 \cdot 7 \cdot 25 = 112 = 252;$$

$$\sigma = \frac{16000}{252} = 63 < 0,65 \cdot 100$$

$l$  накладки  $= 2(2S_1 + S_2) = 2(23 \cdot 2 + 29) = 150$  (рис. 78).

Пример 3. Рассчитать стык в нахлестку  $P = 18\,000$  кг, класс сооружений II, марка I, сосна п. с.

Решение. Переходный коэффициент для напряжений  $K = 0,9$ .

$$F = \frac{18000}{0,9 \cdot 100} \cdot 1,4 = 280 \text{ см}^2.$$

Как видно из рисунка 79, для части, состоящей из 2-х элементов, на каждый элемент передается  $\frac{N}{2}$ ; для части, состоящей из 3-х элементов, на крайние элементы по  $\frac{N}{4}$ , а на средний  $\frac{N}{2}$ .

(пропорционально врезанным кольцам), так что подбор сечений должен быть произведен по  $\frac{N}{2}$  и  $\frac{N}{4}$ ;

$$\text{по } \frac{N}{2}; F = \frac{280}{2} = 140 \text{ см}^2, \text{ или } 6 \times 24,$$

$$\text{по } \frac{N}{4}; F = \frac{280}{4} = 70 \text{ см}^2, \text{ или } 3,5 \times 24.$$

(лучше поставить те же доски  $6 \times 24$ ).

Проверка напряжений производится по наиболее нагруженной доске, т. е. по  $\frac{N}{2}$ .

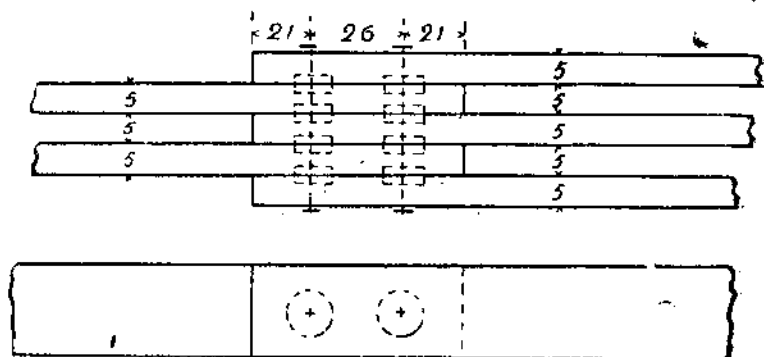


Рис. 79.

При двухрядовом сопряжении количество колец равно 8;

$$N_k = \frac{18000}{8} = 2250,$$

$$N_{\text{таб}} = \frac{2250}{0,8 \cdot 0,9} = 3100,$$

или кольца  $16 \times 2,5$ .

Проверка напряжений.

$$\frac{N}{2} = \frac{18000}{2} = 9000 \text{ кг};$$

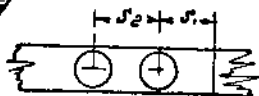
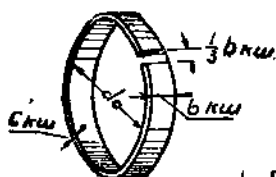
$$F_{\text{осл}} = 21 \cdot 2 = 42 \text{ см}^2;$$

$$F_{\text{нет}} = 6 \cdot 24 - 42 = 102;$$

$$\sigma_{\text{ф}} = \frac{9000}{102} = 90 \text{ кг/см}^2.$$

## Нормальный сортament кольцевых шпонок

Внут. diam.	Ширина	Толщина	Площ. ослаблен.		Длина жел. полосы	Вес кольца		Ш а й б а	Наймен. размер доски		S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>
			Площ. смятия			Миним. diam. болта			b	c		
22	4,5	0,6	52	99	69,4	1,47	2,2	8 × 8 × 0,6	26	7	29	35
	4,0	0,5	46	88		1,09	2,2	8 × 8 × 0,6		6	29	35
	3,5	0,5	40	77		0,96	1,9	7 × 7 × 0,5		6	29	35
20	4,0	0,5	42	80	63,1	0,99	1,9	7 × 7 × 0,5	24	6	26	32
	3,5	0,5	37	70		0,87	1,9	7 × 7 × 0,5		6	26	32
	3,0	0,4	31	60		0,60	1,9	7 × 7 × 0,5		5	26	32
18	3,5	0,5	33	63	56,8	0,78	1,6	6 × 6 × 0,4	22	6	23	29
	3,0	0,4	28	54		0,54	1,6	6 × 6 × 0,4		5	23	29
	2,5	0,35	23	45		0,39	1,6	6 × 6 × 0,4		5	23	29
16	3,0	0,4	25	48	50,5	0,48	1,6	6 × 6 × 0,4	20	5	21	26
	2,5	0,35	21	40		0,35	1,6	6 × 6 × 0,4		4,5	21	26
14	2,5	0,35	18	35	44,2	0,30	1,2	4,5 × 4,5 × 0,3	18	4	18	22
	2,0	0,3	15	28		0,21	1,2	4,5 × 4,5 × 0,3		3,5	18	22
12	2,0	0,3	13	24	38,0	0,18	1,2	4,5 × 4,5 × 0,3	15	3,5	16	19
10	2,0	0,3	11	20	31,7	0,15	1,2	4,5 × 4,5 × 0,3	13	3,5	13	16



## Обозначения

b—ширина доски

c—толщина доски

s<sub>1</sub>—расстояние от центра кольца до конца доскиs<sub>2</sub>—расстояние между центрами соседних колец

Рис. 80.



Допускаемые усилия на 1 кольцо по нормальному сортаменту

Внутренний диаметр	$\alpha$	$d_0$	10			14			16			18			20			22		
			2	2	2	2,5	2,5	3	3	3,5	3,5	3	3	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
Усилие, воспринимаемое одним кольцом при действии силы под углом	0°	1600	1920	2240	2800	3300	3840	3600	4320	5040	4500	5600	6400	6160	7040	7926				
	5°	1574	1889	2104	2755	3148	3778	3542	4250	4598	4722	5509	6400	6060	6926	7791				
	10°	1500	1800	2000	2625	3000	3600	3375	4050	4725	4500	5250	6000	5775	6600	7425				
	15°	1394	1673	1952	2440	2788	3346	3137	3764	4391	4182	4879	5576	5367	6134	6900				
	20°	1272	1526	1781	2226	2544	3053	2862	3434	4007	3744	4452	5088	4897	5697	6296				
	21°	1248	1498	1747	2184	2496	2995	2808	3370	3931	3666	4368	4982	4805	5591	6178				
	22°	1222	1466	1711	2139	2444	2933	2750	3299	3849	3594	4277	4888	4705	5477	6049				
	23°	1188	1438	1677	2097	2396	2875	2696	3235	3774	3524	4193	4792	4612	5371	5930				
	24°	1172	1406	1641	2051	2344	2813	2637	3164	3692	3416	4102	4688	4512	5157	5683				
	25°	1148	1378	1607	2009	2296	2755	2583	3100	3616	3344	4018	4592	4420	5051	5583				
	26°	1126	1351	1576	1971	2252	2702	2534	3040	3547	3278	3941	4504	4335	4954	5574				
	27°	1100	1320	1540	1925	2200	2640	2475	2970	3465	3200	3850	4400	4235	4840	5445				
	28°	1078	1294	1509	1887	2156	2587	2426	2911	3396	3134	3773	4312	4150	4743	5336				
	29°	1054	1265	1476	1845	2108	2530	2372	2846	3320	3062	3689	4216	4058	4638	5217				
	30°	1032	1238	1445	1806	2064	2477	2322	2786	3251	3006	3612	4128	3973	4541	5108				
	31°	1010	1212	1414	1768	2020	2424	2273	2727	3182	3030	3535	4040	3889	4444	5000				
	32°	988	1186	1383	1729	1976	2371	2223	2658	3112	2964	3458	3952	3804	4347	4891				
	33°	968	1162	1355	1694	1936	2323	2178	2614	3049	2904	3380	3872	3727	4259	4792				
	34°	948	1138	1327	1659	1896	2275	2133	2560	2986	2844	3318	3792	3650	4171	4693				
	35°	928	1114	1299	1624	1856	2227	2088	2506	2923	2784	3248	3712	3573	4083	4594				
36°	908	1090	1271	1589	1816	2179	2043	2452	2860	2724	3178	3632	3496	3995	4495					
37°	890	1068	1246	1558	1780	2136	2003	2403	2804	2670	3115	3560	3427	3916	4406					
38°	872	1046	1221	1526	1744	2093	1962	2354	2747	2616	3052	3488	3357	3837	4316					
39°	856	1027	1198	1498	1712	2054	1926	2311	2696	2568	2996	3424	3296	3766	4237					
40°	838	1006	1173	1467	1676	2011	1886	2263	2640	2514	2933	3352	3226	3687	4148					
41°	822	986	1151	1439	1644	1973	1850	2219	2589	2466	2877	3288	3165	3617	4069					
42°	808	970	1131	1414	1616	1939	1818	2182	2549	2424	2828	3232	3111	3555	4000					
43°	790	948	1106	1383	1580	1896	1778	2133	2489	2370	2763	3160	3042	3476	3911					
44°	776	931	1086	1358	1552	1862	1746	2095	2444	2328	2716	3104	2988	3414	3841					
45°	762	914	1067	1334	1524	1829	1715	2057	2400	2286	2667	3048	2934	3353	3772					
46°	748	898	1047	1309	1496	1795	1683	2020	2356	2244	2618	2992	2880	3291	3703					
47°	736	883	1031	1288	1472	1766	1656	1987	2318	2208	2584	2944	2834	3238	3643					
48°	724	879	1014	1267	1448	1738	1629	1955	2281	2172	2554	2896	2787	3186	3584					
49°	710	852	994	1243	1420	1704	1598	1917	2237	2130	2485	2840	2734	3124	3515					

50°	700	840	980	1225	1400	1680	1575	1890	2205	2100	2450	2800	2695	3060
51°	688	826	963	1204	1376	1651	1548	1858	2167	2054	2408	2752	2649	3027
52°	676	811	946	1183	1352	1622	1521	1825	2129	2028	2366	2701	2603	2974
53°	666	799	932	1166	1332	1598	1499	1798	2098	1998	2381	2664	2561	2930
54°	656	787	918	1143	1312	1574	1476	1771	2066	1968	2296	2621	2526	2886
55°	646	775	901	1131	1292	1550	1454	1744	2035	1938	2261	2584	2487	2842
56°	636	763	890	1113	1272	1526	1431	1717	2003	1908	2226	2544	2449	2798
57°	628	754	879	1099	1256	1507	1413	1696	1978	1884	2198	2512	2418	2763
58°	620	744	868	1085	1240	1488	1395	1674	1953	1860	2170	2480	2387	2728
59°	612	734	857	1071	1224	1469	1377	1652	1928	1836	2142	2448	2356	2693
60°	604	725	846	1057	1208	1450	1359	1631	1903	1812	2114	2416	2325	2658
61°	596	715	834	1043	1192	1430	1341	1609	1877	1788	2086	2384	2295	2622
62°	590	708	826	1033	1180	1416	1328	1593	1859	1770	2065	2360	2272	2596
63°	582	698	815	1019	1164	1397	1310	1571	1833	1746	2037	2328	2241	2561
64°	576	691	806	1008	1152	1382	1296	1555	1814	1728	2016	2304	2218	2531
65°	570	684	798	998	1140	1368	1283	1539	1796	1710	1995	2280	2195	2503
66°	562	674	787	984	1124	1349	1265	1517	1770	1686	1967	2248	2164	2473
67°	558	670	781	977	1116	1339	1255	1507	1758	1674	1953	2232	2148	2455
68°	554	665	776	970	1108	1330	1247	1496	1745	1662	1939	2216	2133	2438
69°	548	658	767	959	1096	1315	1233	1480	1726	1644	1918	2192	2110	2411
70°	544	653	762	952	1088	1306	1224	1469	1714	1632	1904	2176	2094	2394
71°	538	646	753	942	1076	1291	1211	1453	1695	1614	1883	2152	2071	2367
72°	536	643	750	938	1072	1286	1206	1447	1688	1608	1876	2144	2064	2358
73°	532	638	745	931	1064	1277	1197	1436	1676	1596	1862	2128	2048	2341
74°	528	634	739	924	1056	1267	1188	1426	1663	1584	1848	2112	2033	2323
75°	524	629	734	917	1048	1253	1179	1415	1651	1582	1834	2096	2017	2306
76°	522	626	731	914	1044	1253	1175	1409	1644	1565	1827	2088	2010	2297
77°	518	622	725	907	1036	1243	1166	1399	1632	1554	1813	2072	1994	2279
78°	516	619	722	903	1032	1238	1161	1393	1625	1548	1806	2064	1987	2270
79°	512	614	717	896	1024	1229	1152	1382	1613	1536	1792	2048	1971	2253
80°	510	612	714	893	1020	1224	1148	1377	1607	1530	1785	2040	1964	2241
81°	508	610	711	889	1016	1219	1143	1372	1600	1524	1778	2032	1956	2235
82°	506	607	708	886	1012	1214	1139	1366	1594	1518	1771	2024	1948	2226
83°	504	605	706	882	1008	1210	1134	1361	1588	1512	1761	2016	1940	2218
84°	504	605	706	882	1008	1210	1134	1361	1588	1512	1764	2016	1940	2218
85°	502	602	703	879	1004	1205	1130	1355	1581	1506	1757	2008	1933	2209
86°	502	602	703	879	1004	1205	1130	1355	1581	1506	1757	2008	1933	2209
87°	500	600	700	875	1000	1200	1125	1350	1575	1500	1750	2000	1925	2200
88°	500	600	700	875	1000	1200	1125	1350	1575	1500	1750	2000	1925	2200
89°	500	600	700	875	1000	1200	1125	1350	1575	1500	1750	2000	1925	2200
90°	500	600	700	875	1000	1200	1125	1350	1575	1500	1750	2000	1925	2200

## § 53. Узловые сопряжения на г. к. ш.

В узловых сопряжениях усилия через кольца передаются под углом, вследствие чего допускаемое усилие на одно кольцо зависит от угла наклона элемента решетки к поясам. Чаще всего размер элементов решетки лимитируется кольцами, а не

действующими усилиями. При проектировании надо стремиться к равномерной нагрузке всех элементов поясов решетки. Сжатые элементы по возможности надо проектировать без колец, используя для этого передачу уси-

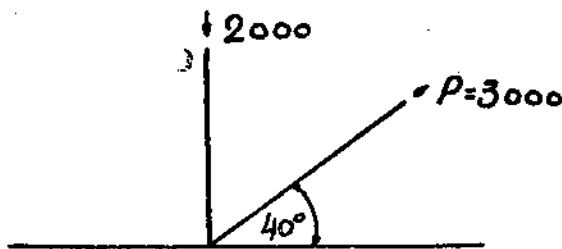


Рис. 81а.

лий через торцы; однако при необходимости можно сжатые элементы также конструировать на шпонках.

Пример. В узле фермы, пояс которой состоит из 2-х элементов, сходятся растянутый раскос с усилием 3000 кг под углом 40° и сжатая стойка с усилием 2000 кг. Рассчитать и сконструировать этот узел (рис. 81а).

Решение. В данном случае возможны два варианта, а именно: стойка из 2-х элементов и раскос из одного элемента, и

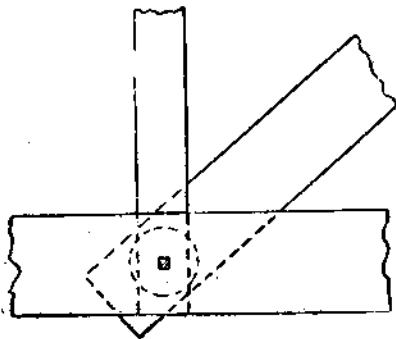


Рис. 81б.

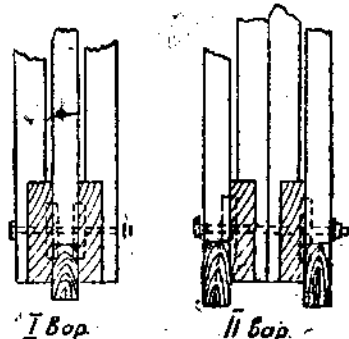


Рис. 81с.

наоборот. В том и другом случае растянутый раскос может быть прикреплен к поясу 2 кольцами; на 1 кольцо передается усилие  $\frac{3000}{2} = 1500$  кг.

Из таблицы видим, что подходящим кольцом является кольцо  $16 \times 2,5$ ; необходимые минимальные размеры доски:

- а) для I варианта  $20 \times 4,5$ ,
- б) для II варианта  $2 \times 20 \times 4$ .

Проверка напряжений для I варианта:

$$F_{ос} = 2 \cdot 21 = 42 \text{ см}^2;$$
$$F_{нет} = 90 - 42 = 48 \text{ см}^2$$
$$\sigma_+ = \frac{3000}{48} = 62,5 < 100.$$

Для II варианта очевидно напряжение будет еще меньше, однако размер досок лимитирован кольцами.

Расчет стоек. Сечение их подбирается из условия продольного изгиба, но и здесь чаще всего расчетное сечение получается из условия прикреплении.

Прикрепляя, как указано на чертеже, имеем для смятия I рода  $[\sigma_c]_{\perp} = 25 \text{ кг/см}^2$ .

Необходимая площадь опирания

$$F = \frac{2000}{25} = 80 \text{ см}^2.$$

Для I варианта при опирании на ширине в 4 см с двух сторон, имеем ширину стойки

$$\frac{80}{2 \cdot 4} = 10 \text{ или два элемента } 10 \times 4.$$

Для II варианта то же сечение, т. е. 2 элемента  $10 \times 4$  или 1 элемент  $14 \times 10$ .

Как в I, так и во II варианте полезно сечение сделать  $10 \times 7$  для возможности сбалчивания элементов с поясами (рис. 81).

ПРИМЕЧАНИЕ. Сжатые элементы можно опирать целиком на пояс (рис. 82).

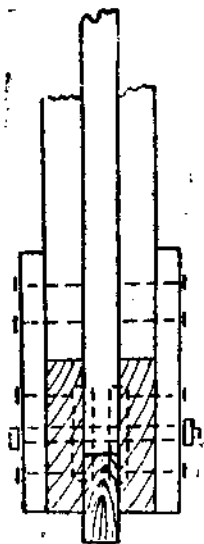


Рис. 82.

## § 54. Преимущества и недостатки сопряжений на гладко-кольцевой шпонке

К преимуществам можно отнести:

- 1) Разборность и сборность конструкций, механизацию работ.
- 2) Возможность центрировки элементов в узле.
- 3) Возможность легко конструировать узлы с растянутыми элементами.
- 4) Возможность передачи больших усилий и, следовательно, выполнения деревянных ферм больших пролетов.

К недостаткам можем отнести:

- 1) Слабую работу шпонки поперек волокон.
- 2) Высокое качество работ, тщательное сверление кольцевых желобков, правильную разметку, укладку колец.
- 3) Ввиду скрытых сопряжений необходимость повседневного контроля и проверки в процессе работ.
- 4) Необходимость в отборном воздушно-сухом лесоматериале без сучков и косослоя.

Невыполнение этих требований часто приводило к авариям как в Союзе, также и в БССР, о чем подробно будет сказано дальше. Это обстоятельство привело к тому, что за последний год колец избегают. Однако, на сегодняшний день массового производства других средств скрепления еще нет, и при правильном проектировании, тщательном технадзоре и подборе квалифицированной рабсилы фермы на кольцах великолепно работают, и, как показали опыты и испытания, дают незначительный упругий прогиб. Испытанная ферма пролетом 20,0 м по проекту автора на фабрике-кухне в г. Минске с полуторной против расчетной нагрузкой дала упругий прогиб меньше  $\frac{1}{1000}$ .

## § 55. Другие типы кольцевых шпонок

Кроме гладко-кольцевых шпонок системы Тухшерера за границей применяются различными фирмами еще целый ряд типов колец гладких, из которых наиболее, распространены ступенчатые кольца, полукольца и кольца с планками системы Дегаля.

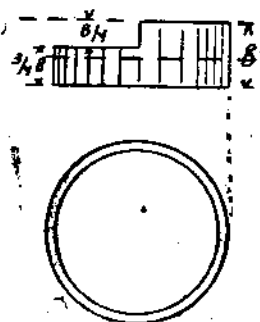


Рис. 83.

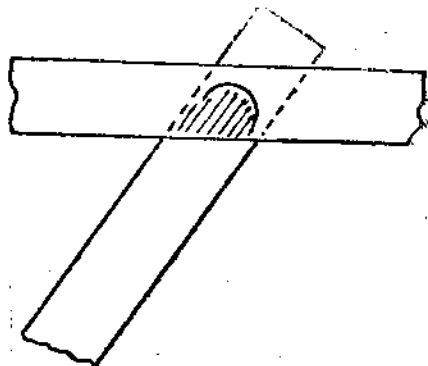


Рис. 84.

1) Ступенчатая шпонка системы Стефана (рис. 83). Одностороннее уширение кольца позволяет получить значительно большую площадь, работающую на срез, ибо в плоскости уступа вся площадь среза привлекается к участию в восприятии сжимающих сил. Однако, ввиду чрезвычайной сложности в работе, эти кольца себя не оправдывают.

2) Полукольца (рис. 84) имеют то преимущество, что кольцевой желобок может быть сделан глубже и, таким образом, хорошо используется сопротивление стенок. Кроме того, преимущество полукольцевых шпонок заключается в том, что с внешней стороны желобка имеется значительный слой дерева, который оказывает сопротивление, особенно в узловых сопряжениях. Однако, ввиду меньших допускаемых усилий, эти кольца у нас имеют редкое применение.

3) Кольца с планками системы Дегалья (рис. 85). При действии силы под углом, как уже говорилось, величина передаваемого кольцом усилия значительно уменьшается. Это обстоятельство сказывается при сопряжении элементов решетки с поясами. Для улучшения работы колец под углом к волокнам необходимо увеличить рабочую площадь смятия в элементе пояса. В шпонках системы Дегалья это обстоятельство учтено

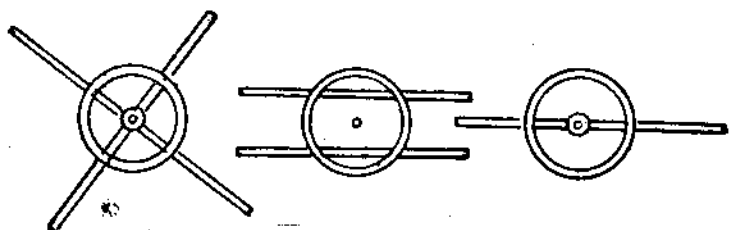


Рис. 85.

В прорезы замкнутых колец вкладываются одна или две планки из полосового железа длиной, равной, примерно, двойному диаметру кольца. Планки эти укладываются вдоль волокон пояса. Кольца заглубляются в пояс, а планка входит на половину ширины кольца в особые прорезы, сделанные в стенке кольца (рис. 86).

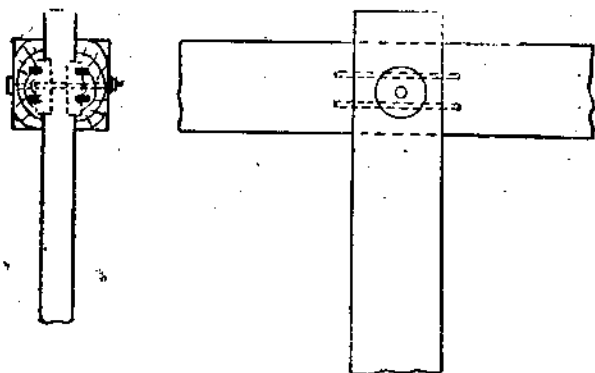


Рис. 86.

Кольца эти широко применяются Ленинградским отделением Промстроя и по произведенным испытаниям дали благоприятные результаты.

Расчет таких колец производится по опытным формулам, а именно—наличие планки учитывается увеличением сопротивления кольца против табличных данных на величину  $0,25 lb_1 [\sigma_c] \alpha$ , т. е. усилие на кольцо определяется по формуле

$$N_k = bd [\sigma_c] \alpha + 0,25 lb_1 [\sigma_c] \alpha,$$

где

$l$  — длина планки в сантиметрах,

$b_1$  — ширина планки.

Пример. Кольцо  $16 \times 3$ ,  
Планка  $32 \times 2,5$ ,  
 $\alpha = 40^\circ$ ,

$$N_k = 16 \times 3 \times 42 + 0,25 \cdot 32 \cdot 2,5 \cdot 42 = 2856 \text{ кг.}$$

Кольца Дегалья рационально употреблять при сопряжении сильно напряженных на растяжение элементов решетки с целью уменьшения ширины досок настолько, чтобы она не превосходила ширины досок поясов, необходимых по расчету на растяжение.

Применение колец Дегалья усложняет работу. Врезание планок требует особой тщательности, так как при небрежной работе возможно выкалывание части сердцевины.

## § 56. Зубчато-кольцевые шпонки

Сохраняя за собой все достоинства кольцевых шпонок, зубчато-кольцевые шпонки лишены многих недостатков. Вследствие измельченной рабочей поверхности смятия древесины, работа шпонки вдоль и поперек волокон почти что одинакова. Желоб-

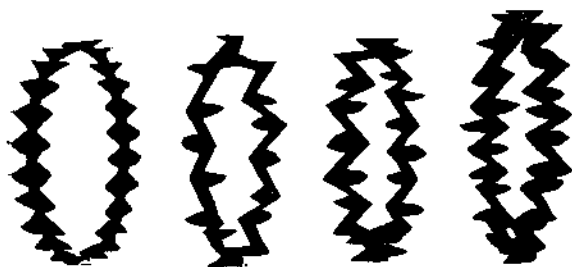


Рис. 87. Развитие основных форм зубчато-кольцевых шпонок от исходного аллигатора до зубчато-кольцевых шпонок С. Д. К. ЦНИИПС.

ков в сплавляемых элементах делать не нужно, так как кольца вдавливаются при помощи простых приборов в древесину. При этом, конечно, сердечник имеет меньшее количество перерезанных волокон, и, следовательно, на скалывание имеется большая площадь. Впервые эти когтевые кольца применены в Норвегии в форме „аллигатора“. Институтом сооружений в результате исследований разработана наилучшая форма зубчато-кольцевой шпонки, которую начинают изготовлять заводским способом. Зубчато-кольцевые шпонки открывают широкие горизонты в деле развития деревянных конструкций. Особенно зубчато-кольцевые шпонки должны находить применение в конструкциях с гнутыми поясами, где применение гладко-кольцевых шпонок невозможно. К сожалению, у нас в СССР еще мало опыта имеется в работе этих шпонок, но по всем качествам зубчато-кольцевая шпонка в будущем вытеснит гладко-кольцевую (рис. 87).

Зубчато-кольцевая шпонка осуществляется в виде неразрезного сварного кольца, так как при вдавливании тонкое разрезное кольцо может разойтись. Вследствие большой плотности сопряжений, в разрезном кольце нет необходимости.

Сечение болтов и, следовательно, шайб больше, чем в сооружениях на гладко-кольцевой шпонке, так как кроме распора, свойственного всем шпоночным сопряжениям, болты преодолевают начальный распор вызываемый упругим сопротивлением древесины внедрению зубцов шпонки.

Во избежание чрезмерного усыхания сопрягаемых частей, рационально применять при зубчато-кольцевых шпонках тонкомерный досчатый сортамент.

Ниже приводим таблицу для расчета сопряжений на зубчатых кольцах из Технических Условий.

Таблица 16

для расчета зубчато-кольцевых шпонок

Дiam. шпонки в см	Ширина кольца в см	Площ. ослаблен. в см <sup>2</sup>	Diam. болта	Размеры шайбы в см	Наименьший размер доски		Допуск. усилие на одну шпонку в зависим. от угла сопряжений			Наимен. расст. между з.-к. шпонк.		Наимен. расст. з.к.ш. до кромки доски	
					Ширина см	Толщина см	$\alpha=0^\circ-30^\circ$	$\alpha=30^\circ-60^\circ$	$\alpha=60^\circ-90^\circ$	Вдоль волокон см	Поперек волокон см	Вдоль волокон см	Поперек волокон см
16,0	2,5	12,8	2,54	11,5 × 11,5 × 1,0	20	4	2800	2300	2000	8	2,5	8	2,0
14,0	2,5	11,2	2,23	10,0 × 10,0 × 1,0	18	4	2100	1700	1500	8	2,5	8	2,0
12,0	2,5	9,6	1,90	9,0 × 9,0 × 1,0	15	4	1600	1350	1200	7	2,5	7	1,5
10,0	2,5	8,0	1,90	7,5 × 7,5 × 0,9	13	3,5	1200	950	850	6	2,0	6	1,5
8,0	2,5	6,4	1,60	6,5 × 6,5 × 0,6	11	3,5	800	650	600	5	2,0	5	1,5
6,0	2,5	4,8	1,27	5,0 × 5,0 × 0,6	8	3,5	500	400	350	4	2,0	4	1,0

- ПРИМЕЧАНИЯ: 1. Означенные усилия пригодны как для расчета сжатых, так и растянутых конструкций.
2. Количество стоек нормами не ограничено и никаких коэффициентов вводить не нужно.
3. Для предварительного подбора сечения принимается коэффициент на ослабление 1,25.



## § 57. Сопряжения на клею

Клееные конструкции являются самыми идеальными из всех видов сопряжений, так как не имеют никаких ослаблений, что свойственно всем видам сопряжений, и не требуют никаких металлических частей. Однако на клею могут быть решены элементы сплачивания, но не узловое сопряжения, так как неодинаковые усушка и разбухание древесины вдоль и поперек волокон не дают возможности получить надежное скрепление конструкций, пересекающихся под углом. Только в клееной фанере имеем довольно крепкую связь отдельных шпонов, располагаемых под прямым углом. Это объясняется тем, что тонкие слои слишком слабы, чтобы сорвать клейку при сушке. На сегодняшний день клееные конструкции, не считая фанеры, не получили пока широкого распространения, вследствие того, что еще не найдены вполне удовлетворительные рецепты клея; казеиновый же клей дефицитен и дорог.

Большое распространение получает применение фанеры в конструкциях, вследствие значительной жесткости, крепости и малого веса, а именно—двухтавровые и коробчатые балки с фанерными стенками и целый ряд других форм конструкций. Можно предполагать, что как только будет найден дешевый и хорошего качества клей, развитие деревянных конструкций пойдет по пути новых конструктивных форм так же, как сварка в металлических конструкциях вызвала революцию в формах и методах сопряжений.

## § 58. Сопряжения при помощи вспомогательных частей, работающих на растяжение

К этой группе относятся стяжные болты, хомуты и тязи. В виде самостоятельного рабочего элемента болты применяются в кружальносетчатых сводах (системы Цолингера) и в смешанных конструкциях, т. е. в тех конструкциях, в которых сжатые элементы осуществляются из дерева, а растянутые из железных тязей с болтовой нарезкой на концах. В большинстве случаев болты и хомуты ставятся без расчета исключительно по конструктивным соображениям. Однако, постановка стяжных болтов увеличивает надежность конструкций, так как, благодаря наличию стяжных болтов, имеется возможность после усушки дерева подтягивать узел. Неоднократно приходится наблюдать, что благодаря работе болтов или хомутов конструкция держится, несмотря на полное скальвание рабочих поверхностей. Этим объясняется, что техническими условиями требуется обязательная стяжка каждого узлового сопряжения хотя бы одним стяжным болтом.

При использовании болта в виде длинных затяжек винтовую нарезку следует осуществить на утолщенных концах круглого железа, так как при разбухании дерева происходит удлинение стяжных болтов.

При расчете следует придерживаться следующих нормативных данных:

1) Допускаемое напряжение на растяжение принимается в зависимости от качества металла по единым нормам, обыкновенно для немаркированного железа  $1200 \text{ кг/см}^2$

2) Для расчета тяжей на растяжение к означенной норме вводятся следующие поправочные коэффициенты:

- а) для одиночных тяжей с нарезкой на утолщенных концах . . . . . 0,90
- б) для одиночных тяжей без утолщенных концов, а также для тяжей двойных или тройных . . . . . 0,80
- в) для тяжей со стяжками муфтами одиночных . 0,80  
двойных . 0,70

К этому типу соединений относятся соединения на косых хомутах системы инженера Сергеева.

### § 59. Соединения на косых хомутах системы инж. Сергеева

Сотрудником Центрального научно-исследовательского института транспортного строительства инженером Сергеевым предложен новый тип соединений—на косых хомутах. Лабораторные опыты над этим типом соединений оказались вполне удовлетворительными. Новый способ соединения применим в конструкциях как мостового строительства, так и промышленного. Для данного соединения требуется круглый лес, что дает возможность полностью использовать естественное сечение леса.

Принцип соединения заключается в следующем.

На концы деревянного элемента одевается конусный хомут, врезаемый узкой стороной в бревно, а широкой частью выходящий на поверхность бревна (рис. 88).

Раструб хомута направлен к концу бревна. Между лапками хомута, через прорез, сделанный в бревне, проходит диафрагма жесткости хомута. Через ушки хомута и диафрагму проходят болты, на которые одеваются также тяжи.

Благодаря конусности хомут сильно обжимает дерево под ним, которое работает, как в обойме. Очевидно только после преодоления временного сопротивления древесины на смятие возможно смещение хомута. Благодаря плотному заклиниванию

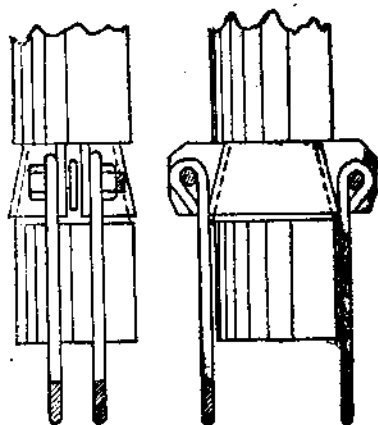


Рис. 88.

конуса хомут передает равномерно растягивающее усилие деревянному элементу.

Преимущество этого нового типа соединений заключается очевидно в следующем:

- 1) Применение круглого леса дешевле пиломатериалов.
- 2) Изменение объема с переменной влажности при этом соединении не опасно, так как оно вызывает обтяжку хомута. При усыхании возможна дополнительная обтяжка стяжным болтом.
- 3) Возможно подтягиванием тяжей избежать провисания ферм.
- 4) Большое сопротивление соединения на смятие и скалывание, так как вследствие прижатия волокон друг к другу увеличивается сопротивление скалыванию и смятию.
- 5) Простота производства работ, легкая доступность всех деталей осмотру и возможная замена отдельных элементов.

## § 60. Расчет соединения

При соединении на хомутах расчет сводится к следующим элементам:

- 1) Расчет деревянного элемента на растяжение (или сжатие) при учете симметричного ослабления врезкой хомутом и диафрагмы.
- 2) Расчет поперечного смятия древесины под хомутом.
- 3) Расчет на скалывание.
- 4) Расчет на прочность хомута, болтов и тяжей.
- а) Проверка напряжений в симметрично ослабленном сечении производится по формуле

$$\left[ \sigma_{\perp} \right] = \frac{P}{F_{\text{нетто}}}.$$

- б) Определение напряжения поперечного смятия древесины под хомутом определяется по формуле

$$\left[ \sigma_c \right] = \frac{P}{w (\sin \alpha + k \cos \alpha)},$$

где  $P$ —действующее усилие,

$w$ —поверхность смятия, равная поверхности усеченного конуса с учетом оставляемых пазов для диафрагмы и зазора между лапками хомутов, а именно:

$$w = \pi h (r_0 + r_1) - 2ah;$$

$\alpha$ —угол наклона площадки к вертикали, принимающийся в пределах от  $6^\circ$  до  $10^\circ$ ,

$k$ —коэффициент трения железа по дереву, равный примерно 0,60.

с) Проверка конца бревна на скалывание.

Опыты показали, что скалывание происходит по всей длине окружности хомута в месте его среднего радиуса. Необходимая длина скалывания определяется по формуле

$$l_t = \frac{P}{2r_{cp}(t)}$$

д) Расчет хомута.

Хомуты. При действии усилий в тросах под хомутом возникают реакции древесины ( $\sigma_c$ ), нормальные к внутренней поверхности хомута и касательные силы трения  $k(\sigma_c)$  (рис. 89(a)).

Вертикальные силы вызывают изгиб и кручение. Силы внутреннего отпора вызывают нормальные (растягивающие) усилия в хомуте. Опасным сечением является середина хомута.

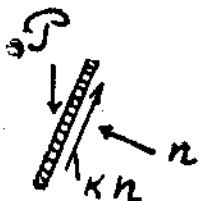


Рис. 89(a).

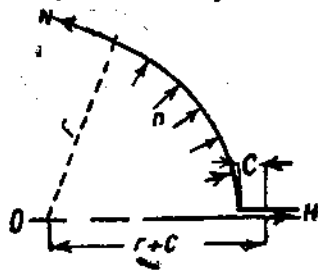


Рис. 89(b).

Изгибающий момент определяется по формуле

$$M_n = 0,160 Pr.$$

Крутящий момент определяется по формуле

$$M_k = 0,215 Pr.$$

На это значение моментов по известным формулам из курса сопротивления материалов производят проверку прочности хомута от моментов, а именно:

$$\sigma_{max} = \frac{1}{2} \sigma_n + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_n^2 + 4\sigma_t^2};$$

$$\sigma_{min} = \frac{1}{2} \sigma_n - \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_n^2 + 4\sigma_t^2}.$$

Нормальное растягивающее напряжение определяется по формуле

$$[\sigma_+] = \frac{N}{F},$$

где  $N$  величина нормальной силы, вследствие прилож ения силы в точке „С“, определяется по формуле (рис. 89(b))

$$N = h(r + c) [\sigma_c].$$

Выводы этих формул приведены в брошюре: „Новые соединения в деревянных фермах большого пролета“, издание Трансжелдориздата, 1933 г. По причине экономических факторов,

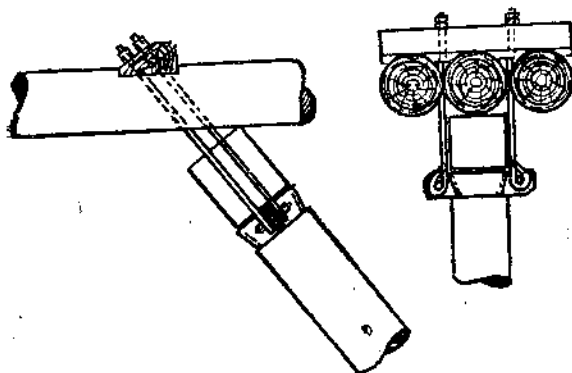


Рис. 90(а).

автор считает, что эти соединения полезно применять в фермах больших пролетов с подвесным потолком. На рис. 90а и б показаны конструкции стыка и прикрепления раскоса.

### § 61. Нагельные соединения

Нагелем называется стержень с небольшим поперечным сечением по сравнению с длиной его, служащий для скрепления двух или более элементов. К этой категории относятся: а) дубовые нагеля, б) болты, с) трубчатые нагеля, д) стальные штифты и е) гвозди (рис. 91).

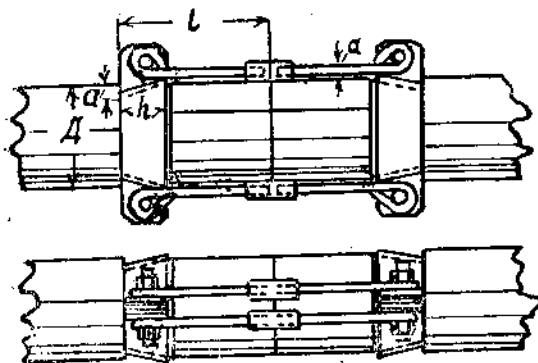


Рис. 90(б).

В месте сопряжения не только сминается, но также изгибается. Кроме того, нагель не скалывается, а срезывается поперек волокон. Понятие о срезе надо принимать условно, так как в дереве чистое срезывание невозможно, а оно сопровождается изгибом и смятием.

С конструктивной точки зрения нагельные соединения, в отличие от шпоночных, не дают распора, так как момент, создаваемый эксцентричным приложением сил к телу нагеля, погашается парой сил, возникающей в той же плоскости, но в обратном направлении.

В отличие от шпонки нагель в ра-

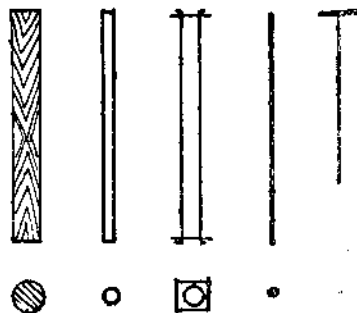


Рис. 91.

По форме своей нагель преимущественно употребляется цилиндрическим для удобства сквозного сверления. По сравнению со шпоночными соединениями, нагельные сопряжения дают более плотные соединения и в производстве работ гораздо проще шпоночных, особенно круглых, так как позволяют гнезда для нагелей сверлить в собранной конструкции.

Хотя, как уже говорилось, нагельные сопряжения не дают распора, однако, во избежание расхождения сплавляемых элементов от усушки и других причин, необходима постанова до 20 проц. стяжных болтов, которые при тщательной работе могут засчитываться как нагель.

Дубовые нагели, также как и металлические, лучше всего используются при нормальном соотношении между диаметром и толщиной сплавляемых элементов.

Нагельные соединения бывают симметричные и несимметричные. Симметричными называются те, при которых направление действующих усилий на нагель одинаково по обе стороны от оси симметрии,

что наблюдаем, например, в растянутых или сжатых стыках (рис. 92). Несимметричные соединения имеем при поперечном изгибе или сдвиге, в которых направления усилия по обе стороны от оси симметрии противоположно и нагель загружается косо.

В симметричных соединениях работа нагелей протекает более равномерно, вследствие чего, как увидим ниже, допускаемое усилие на один срез больше, чем в несимметричных сопряжениях.

При определении допускаемого усилия на срез нагеля надо иметь в виду, что входящее в уравнение значение допускаемого напряжения на смятие ( $\sigma_2$ ) зависит от угла между силой и волокнами для всех видов нагелей, кроме гвоздей, для которых допускаемое напряжение на смятие равно  $80 \text{ кг/см}^2$ , независимо от угла.

## § 62. Подбор сечений при нагельных сопряжениях

При проектировании сопряжений на нагелях для предварительного подбора сечений применяем следующие коэффициенты:

- а) для дубовых, болтовых и трубчатых нагелей . . . . 1,40
- б) для стальных штифтов и гвоздевых нагелей . . . . 1,30

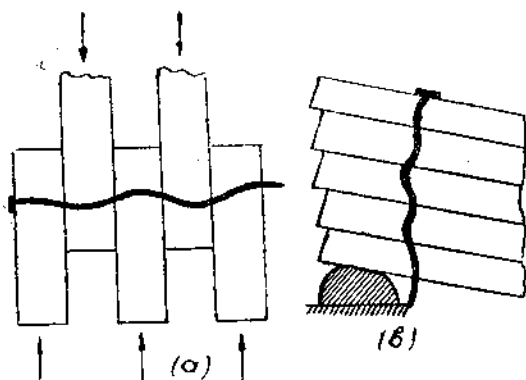


Рис. 92.

При расстановке нагелей надо исходить из условия размещения, а также из условия ослабления, дабы не вызвать перенапряжений. Надо принять также во внимание, что для плотности сопряжений необходимо поставить до 20 проц. стяжных болтов.

### § 63. Расчет нагельных сопряжений

Зажатый в толще древесины сплавляемых элементов нагель работает, как балка на упругом основании. Точный метод расчета очень кропотливый и сложный. Кроме того, там фигурирует коэффициент постели, имеющий довольно большие пределы. Этому вопросу посвящены труды Винклера, Жаксона, Циммермана, Шнитмана и других. По Техническим Условиям принят упрощенный метод расчета, дающий, однако, результаты, близкие с точными расчетами.

При действии усилий нагель нажимает на стенки гнезда и в свою очередь встречает отпор постели. Процесс деформации может быть разбит на 4 стадии, а именно:

- 1) нагель плотно сидит в гнезде, отпор постели одинаков по всей длине болта;
- 2) начало прогиба болта, отпор может быть выражен плоской кривой;
- 3) момент, когда отпор посредине равен нулю, кривая отпора касательна оси болта;
- 4) момент, когда посредине появляется обратный отпор (рис. 93).

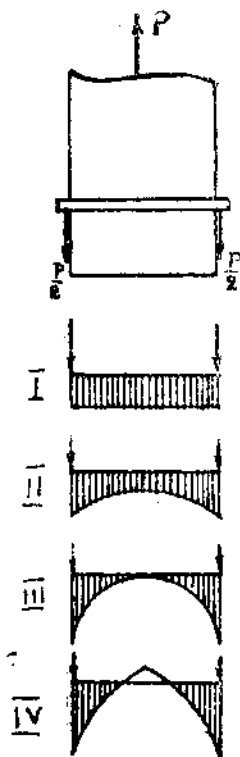


Рис. 93.

Для расчета принята нами, как предельная, 3 стадия. Хотя отпор меняется по закону кривой, но для упрощения представим грузовые площади близко подходящими к ним и меняющимися по закону прямой линии. Тогда примерная эпюра напряжений при досчатых накладках примет вид изображенный на рисунке 94.

Для расчета примем, что усилие, приходящееся на I нагельный срез, воспринимается условной рабочей частью равномерно с интенсивностью ( $\sigma_c$ ), равной допускаемому напряжению на смятие гнезда.

Таким образом, упрощенная расчетная схема представляет собою балку

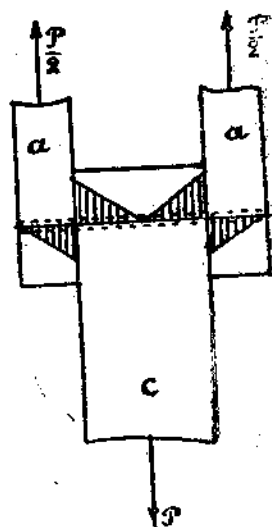


Рис. 94.

на двух опорах, нагруженную равномерным отпором по длине  $l_n$  и интенсивностью  $[\sigma_c]$ , где  $[\sigma_c]$  — максимальное допустимое напряжение на смятие древесины в зависимости от угла между силой и волокнами древесины (рис. 95).

Под влиянием этой нагрузки отпора гнезда нагель будет изгибаться, и по уравнению прочности найдем условную

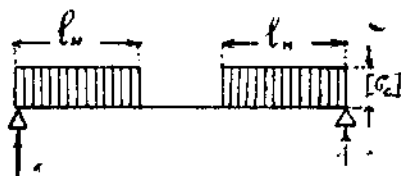


Рис. 95.

длину  $l_n$ , воспринимающую усилие, приходящееся на 1 срез, а именно:

$$M_{max} = l_n d [\sigma_c] \frac{l_n}{2} = [\sigma_c] d \frac{l_n^2}{2} \quad (130)$$

$$w = \frac{M}{[\sigma_n]} = \frac{[\sigma_c] d l_n^2}{2 [\sigma_n]}$$

или

$$l_n = \sqrt{2 \frac{[\sigma_n]}{[\sigma_c]} w}$$

или при круглых нагелях

$$l_n = \sqrt{2 \frac{[\sigma_n]}{[\sigma_c]} \frac{\pi d^3}{32 d}} = \sqrt{\frac{2\pi}{32}} d \sqrt{\frac{[\sigma_n]}{[\sigma_c]}} \quad (131)$$

Кроме того, для различного вида нагелей вводится коэффициент  $\alpha$ , зависящий от размера, формы и жесткости нагеля, т. е.

$$l_n = \alpha \sqrt{\frac{2\pi}{32}} d \sqrt{\frac{[\sigma_n]}{[\sigma_c]}}$$

или, заменив произведение двух коэффициентов одним, получим

$$l_n = k d \sqrt{\frac{[\sigma_n]}{[\sigma_c]}} \quad (132)$$

где  $[\sigma_n]$  — допустимое напряжение на изгиб для материала нагеля.  
 $[\sigma_c]$  — допустимое напряжение смятия наиболее слабого из материалов: нагеля или нагельного гнезда.

Коэффициент  $k$ , по опытным данным задан Техническими Условиями. Ниже приводим таблицу для расчета нагельных соединений.



Таблица для расчета нагелей

Тип нагельного соединения	K	[σ <sub>ш</sub> ]	[σ <sub>c</sub> ] Для сосны	
			Вдоль волокон	Поперек волокон
1. Гвозди . . . . .	0,8	1800	80	80
2. Стальные штифты . . . . .	0,6	2400	80	45
3. Болты . . . . .	0,5	1400	80	45
4. Дубовые нагеля . . . . .	0,6	130	50 <sup>1)</sup>	45
5. Железные трубки с наружным диаметром <i>d</i> и толщиной стенок, равной:				
<i>d</i> <sub>8</sub>	0,45			
<i>d</i> <sub>10</sub>	0,40	1400	80	45
<i>d</i> <sub>20</sub>	0,30			

### § 64. Допускаемое усилие на 1 срез нагеля

На 1 срез нагеля допускаемое усилие будет:

$$T_n = l_n d [\sigma_c] = k d^2 \sqrt{[\sigma_u] [\sigma_c]}; \quad (133)$$

b) при недостаточной толщине крайнего элемента

$$T_n = k_a a d [\sigma_c]; \quad (134)$$

с) при недостаточной толщине среднего элемента

$$T_n = k_c c d [\sigma_c], \quad (135)$$

где *a*—толщина крайнего элемента,

*c*—толщина наиболее тонкого из средних элементов, примыкающих ко шву,

*k<sub>a</sub>*, *k<sub>c</sub>*—коэффициенты, учитывающие неравномерность передачи усилия на гнездо.

Из этих трех значений надо при расчете принять наименьшее. Очевидно выгодно будет, чтобы все три формулы дали одно значение, т. е. чтобы соблюдалось условие равнопрочности. Размеры крайних и средних элементов при этом назовем нормальными и обозначим их с индексом *H*, т. е. толщина крайнего элемента *a<sub>H</sub>*, толщина среднего элемента *c<sub>H</sub>*.

По Техническим Условиям коэффициент *k<sub>c</sub>*, учитывающий часть гнезда среднего элемента, принимающего усилие от одного среза нагеля, равен:

$$\begin{aligned} \text{для симметричных соединений} & \dots \dots \dots 0,5, \\ \text{для несимметричных соединений} & \dots \dots \dots 0,4. \end{aligned}$$

<sup>1)</sup> Назначено по [σ<sub>c</sub>] для дуба и действительно для α = от 0° до 60°.

Что касается коэффициента  $k_a$ , учитывающего распределение давления на нагельное гнездо крайнего элемента, то таковой зависит, кроме того, еще от соотношения  $\frac{a_{фак}}{a_n}$ , т. е. фактической толщины крайнего элемента к нормальной, определяемой из ниже приводимых формул, а именно: для симметричных соединений:

при  $\frac{a_{ф}}{a_n} \leq 1; k_a = 0,7,$

при  $\frac{a_{ф}}{a_n} \leq 0,5; k_a = 1,00$

для несимметричных соединений:

при  $\frac{a_{ф}}{a} \leq 1; k_a = 0,6,$

при  $\frac{a_{ф}}{a_n} \leq 0,5; k_a = 1,00$

Для промежуточных соотношений значение  $k_a$  меняется по линейному закону и определяется интерполяцией, или по графику (рис. 96).

РИМЕЧАНИЕ. На практике чаще всего  $a_{ф} > a_n$  и поэтому пользуемся верхними пределами.

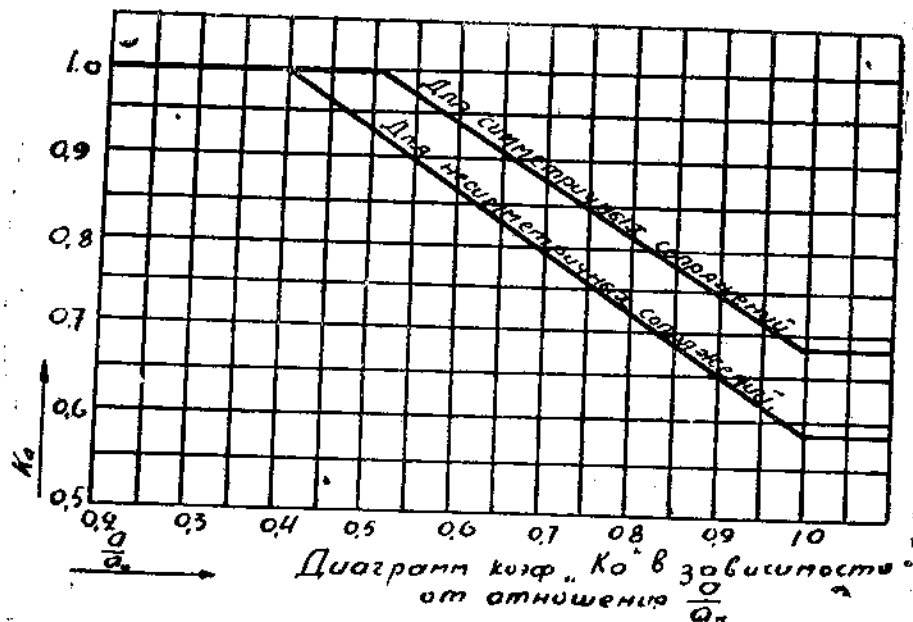


Рис. 96.

## § 65. Нормальные размеры крайних и средних элементов

Из формулы (133) и (135) определяем из условия равнопрочности

$$kd^2 \sqrt{[\sigma_u][\sigma_c]} = k_c cd[\sigma_c], \quad (136)$$

или

$$c_n = \frac{k}{k_c} d \sqrt{\frac{[\sigma_u]}{[\sigma_c]}} = \frac{\beta d}{k_c}, \quad (137)$$

Также из (133) и (134):

$$kd^2 \sqrt{[\sigma_u][\sigma_c]} = k_a ad[\sigma_c], \quad (138)$$

или

$$a_n = \frac{k}{k_a} d \sqrt{\frac{[\sigma_u]}{[\sigma_c]}} = \frac{\beta d}{k_a},$$

где

$$\beta = k \sqrt{\frac{[\sigma_u]}{[\sigma_c]}}.$$

Из формул (137) и (138) находим

$$k_a ad[\sigma_c] = k_c cd[\sigma_c],$$

или

$$a_n = c_n \frac{k_c}{k_a}. \quad (139)$$

Заменяв отношение  $\frac{k_c}{k_a}$  ранее приведенными цифрами, получим: для симметричных сопряжений  $\frac{k_c}{k_a} = \frac{0,5}{0,7} = 0,71$ ,

для несимметричных сопряжений  $\frac{k_c}{k_a} = \frac{0,4}{0,6} = 0,67$

и, таким образом,

$a_n = 0,71c_n$  — для симметричных сопряжений,

$a_n = 0,67c_n$  — для несимметричных сопряжений.

Округляя, можно принять для обоих типов сопряжений

$$a = 0,7c_n. \quad (140)$$

При проектировании нагельных сопряжений рекомендуется придерживаться вышеуказанных нормальных соотношений между диаметром нагеля и толщиной  $a$  и  $c$  сопрягаемых элементов.

В некоторых случаях практики допускаемое усилие на один срез нагеля проще определить как наименьшее из 3-х формул, а не определять предварительно  $a_n$  и  $c_n$ .

## Размещение нагелей

При проектировании и расчете нагельных сопряжений необходимо придерживаться следующих правил размещения их, как предусмотрено Техническими Условиями.

Для нагелей  $d > 6$  мм, закладываемых в сверленные гнезда (для всех нагелей, кроме гвоздей):

1) Поперечное расстояние между осями нагелей должно быть не меньше  $2,5 d$ , а расстояние от оси нагеля до продольной кромки доски не меньше  $1,5 d$  (рис. 97).

2) Продольное расстояние между осями последовательно размещенных нагелей вдоль волокон, а также расстояние оси нагеля от торцевого края элемента, независимо от направления усилия  $\leq 5d$ .

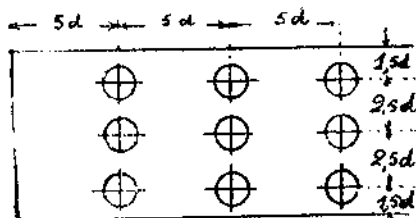


Рис. 97.

Это условие можно получить из условия равнопрочности на смятие гнезда и скалывание промежутка, а именно:

$$cd[\sigma_c] = 2(l - d)c[t];$$

после подстановки значений получим

$$l \geq \frac{80d + 24d}{2[t]} \approx \frac{104d}{24} \approx 5d.$$

3) Вследствие опасности косо го разрыва, в растянутых элементах учитывается работа на растяжение только непрерывных волокон древесины. Шахматная расстановка нагелей не может быть рекомендована.

## § 66. Пример расчета дубовых нагелей

Подставив в основные формулы значения для  $K$ ,  $K_a$ ,  $K_c$ ,  $[\sigma_a]$  и  $[\sigma_c]$  получим:

а) В симметричных конструкциях:

$$T_n = \kappa d^2 \sqrt{[\sigma_a][\sigma_c]} = 0,6 d^2 \sqrt{130 \cdot 60} = 53 d^2; \quad (141)$$

$$a_n = \frac{\kappa}{\kappa_a} d \sqrt{\frac{[\sigma_a]}{[\sigma_c]}} = \frac{0,6}{0,7} d \sqrt{\frac{130}{60}} = 1,25 d; \quad (142)$$

$$c_n = \frac{\kappa}{\kappa_c} d \sqrt{\frac{[\sigma_a]}{[\sigma_c]}} = \frac{0,6}{0,5} d \sqrt{\frac{130}{60}} = 1,74 d; \quad (143)$$

$$T_n = 53d^2; \quad (144)$$

$$a_n = 1,47d;$$

$$c_n = 2,17d. \quad (145)$$

**Задача.** Рассчитать стык из 2-х досок на дубовых нагелях при  $P=16$  тонн, класс сооружений III, марка леса II, сосна в. с. Переходный коэффициент—1,00 [ $\sigma_+$ ] = 100.

1) Подбор сечения:

$$F_6 = \frac{16000}{100} \cdot 1,4 = 224.$$

Принимаем сечение  $2 \times 5 \times 22$ .

Накладки служат, очевидно, крайними элементами и, согласно формул.

$$a_n = 0,7 \quad c = 0,7 \cdot 5 = 3,5 \text{ см.}$$

2) Определение диаметра нагеля.

Из условия  $c_n = 1,74d$ ;  $d = \frac{5}{1,74} \sim 2,85 \text{ см}$ , принимаем  $2,5 \text{ см}$ .

3) Количество нагелей.

Из чертежа (98) видно, что нагель 4—срезный:

$$n = \frac{P}{4T_n} = \frac{16000}{4 \cdot 335} = 13 \text{ шт.}$$

$$T_n = 53d^2 = 53 \cdot 2,5^2 = 335 \text{ кг.}$$

4) Размещение нагелей в стыке.

а) Из условия размещения

$$b = (m-1) 2,5d + 2 \cdot 1,5d,$$

где  $m$ —количество нагелей в одном поперечном ряду:

$$m = \frac{b - 0,5d}{2,5d} = \frac{22 - 0,5 \cdot 2,5}{2,5 \cdot 2,5} = \sim 3 \quad (146)$$

б) Из условия допускаемых напряжений

$$P = 2c(b - md) [\sigma_+],$$

или

$$16000 = 2,5(22 - m \cdot 2,5) \cdot 100;$$

$$22 - 2,5m = 16;$$

$$m = \frac{22 - 16}{2,5} = 2,4; \text{ берем } 2 \text{ ряда.}$$

Итак, необходимо поставить 2 ряда.

5) Определить длину накладок

$$l_{\text{нак}} = 2(S+1)5d = 2(8+1)5 \cdot 2,5 = 225,$$

где  $S$  — количество рядов в продольном направлении, считая также стяжные болты.

ПРИМЕЧАНИЕ. Стяжные болты ставятся в количестве 10—20 проц. от общего количества нагелей. В данном случае ставим по 2 нагеля с каждой стороны стыка (рис. 98).

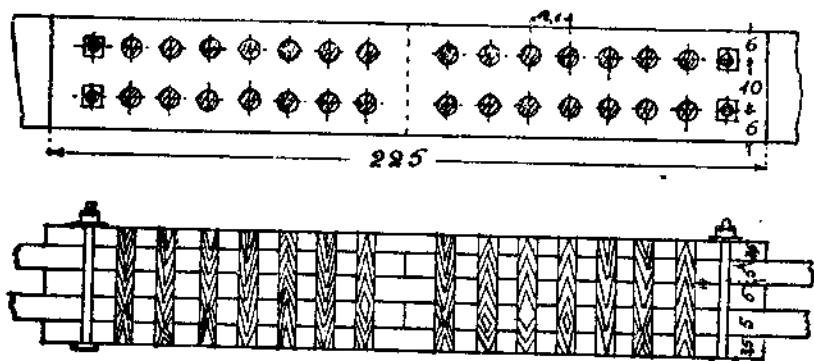


Рис. 98.

Пример 2. Расчитать нагельное соединение для стыка, состоящего из 3-х досок сечением  $5 \times 24$ ;  $P = 18,0$  т; класс сооружений III, марка леса II, ель в. с. Переходной коэффициент  $\alpha = 0,90$ ;

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

Решение.

$$a_n = 0,7 \cdot c_n = 3,5 \text{ см},$$

$$d = \frac{c}{1,74} = \frac{5}{1,74} \approx 2,5 \text{ см},$$

$$T_n = 53 d^2 = 53 \cdot 2,5^2 = 335 \text{ кг};$$

$$\frac{18000}{6 \cdot 335} \approx 10 \text{ шт.}$$

Расстановка нагелей.

Из условия размещения, по формуле (146):

$$m = \frac{24 - 1,25}{6,25} = \sim 3 \text{ ряда.}$$

Из условия допускаемых напряжений

$$P = 3c(b - md) [\sigma_+];$$

$$18000 = 3 \cdot 5(24 - 2,5m) \cdot 90;$$

$$13 = 24 - 2,5m;$$

$$m = \frac{11}{2,5} \sim 4 \text{ ряда.}$$

Ставим 3 ряда (рис. 99.)

Длина накладки  $2(S+1)5d = 2 \cdot 5 \cdot 5 \cdot 2,5 = 125 \text{ см.}$

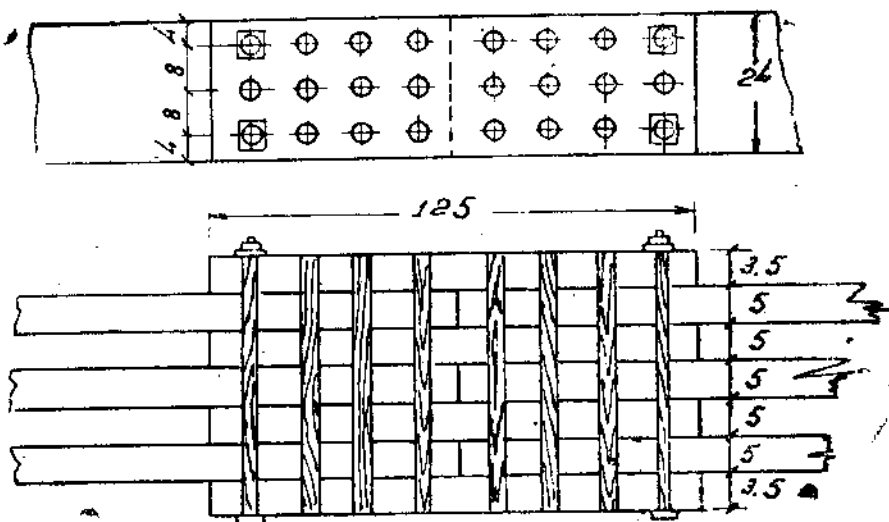


Рис. 99.

## § 67. Пример расчета болтовых нагелей

Усилие, допускаемое на 1 срез вдоль волокон:

$$T_n = \kappa d^2 \sqrt{[\sigma_u][\sigma_c]} = 0,5 d^2 \sqrt{1400 \cdot 80} = 167,3 d^2 \quad (147)$$

а) Симметричные конструкции:

$$a_n = \frac{\kappa}{\kappa_a} d \sqrt{\frac{[\sigma_u]}{[\sigma_c]}} = \frac{0,5}{0,7} d \sqrt{\frac{1400}{80}} = \sim 3d; \quad (148)$$

$$c_n = \frac{a_n}{0,71} = \frac{3d}{0,71} = \sim 4,2d. \quad (149)$$

При несоответствии толщин крайних и средних досок с диаметром нагеля, допускаемое усилие на 1 срез нагеля определяется по формулам:

$$T_n = 0,70 ad [\sigma_c] = 56 ad; \quad (150)$$

$$T_n = 0,50 cd [\sigma_c] = 40 cd. \quad (151)$$

б) Несимметричные конструкции:

$$a_n = 3d \cdot \frac{0,7}{0,6} = 3,5d; \quad (152)$$

$$c_n = 4,2d \cdot \frac{0,5}{0,4} = 5,25d. \quad (153)$$

При несоответствии толщины крайних и средних элементов с диаметром нагеля, допускаемое усилие на I срез определяется по формуле:

$$T_n = 0,6 ad [\sigma_c] = 48 ad; \quad (154)$$

$$T_n = 0,4 cd [\sigma_c] = 32 cd. \quad (155)$$

При нагелях из отрезков круглого железа 20 проц. должны быть заменены стяжными болтами, входящими в счет рабочих нагелей.

Пример I. Стык из 3-х элементов рассчитать на болтах при  $P = 23 \text{ т}$ .

$$K = 0,9 [\sigma_+] = 90 \cdot \text{кг/см}^2.$$

Решение.

$$F_6 = \frac{23000}{90} \cdot 1,4 = 360 \text{ см}^2.$$

Берем  $3 \times 5 \times 24$ .

Толщина крайних накладок:

$$a = 5 \times 0,71 = 3,55 \text{ см} \sim 3,50 \text{ см}.$$

Диаметр болтового нагеля:

$$c = 4d; \quad d = \frac{c}{4} = \frac{5}{4} = 1,25 \text{ см}.$$

Принимаем болты  $\varnothing 12 \text{ мм}$ :

$$T_n = 167,3 \cdot 1,2^2 = 240 \text{ кг}.$$

Количество нагелей:

$$m = \frac{P}{6T_n} = \frac{23000}{6 \cdot 240} = 16.$$

Расстановку болтов определяем из 2-х условий:

а) из условия размещения по формуле (146):

$$m = \frac{b - 0,5d}{2,5d} = \frac{24 - 0,6}{3} \sim 7 \text{ в ряд}.$$

б) из условия допускаемых напряжений:

$$3c(b - md) [\sigma_+] = P;$$

$$15(24 - md) 90 = 23000;$$

$$m = \sim 5.$$



Ставим не больше 5 шт. в ряд, т. е.

3 ряда по 5 болтов и в одном 2 болта, из них 20 проц., т. е. 3 шт. с гайками (рис. 100).

Длина накладки  $2,5 \cdot 5d = 50d = 60$  см.

Пример II. Сконструировать стык для 2-х элементов сечением  $5 \times 25$  на болтовых нагелях  $\varnothing = 16$  мм.

Действующая сила 16000 кг;  $k$  — для напряжения — 0,90.

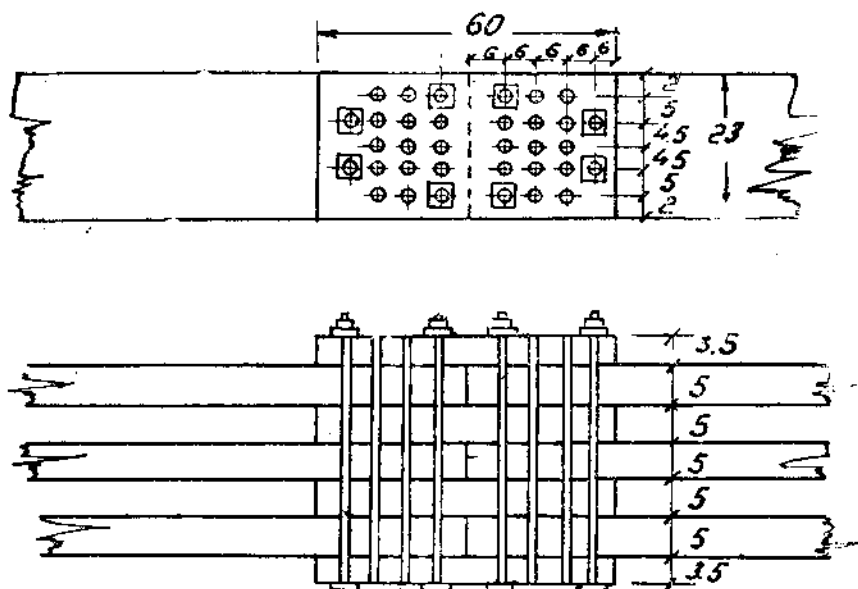


Рис. 100.

Решение. Допускаемое усилие на 1 срез определяем из 2-х условий.

$$T_n = 167,3d^2 = 167,3 \cdot 1,6^2 = 428 \text{ кг.}$$

$$T_n = 40cd \cdot 0,9 = 36cd = 36 \cdot 5 \cdot 1,6 = 288!$$

Необходимое количество болтов

$$\frac{16000}{4 \cdot 288} = 14.$$

Расстановка болтов:

а) Из условия размещения

$$m = \frac{b - 0,5d}{2,5d} = \frac{25 - 0,8}{4} = 6.$$

б) Из условия допускаемых напряжений:

$$2c(b - md [\sigma_+] = 16\,000;$$

$$2 \cdot 5 (25 - md) 90 = 16\,000;$$

$$m = \sim 5$$

Ставим 2 ряда по 5 болтов и один ряд 4 болта, из них 20 проц., т. е. 3 шт. с гайками для стягивания (рис. 101).  
 Длина накладке  $2 \cdot 4 \cdot 5d = 40d = 64 \text{ см.}$

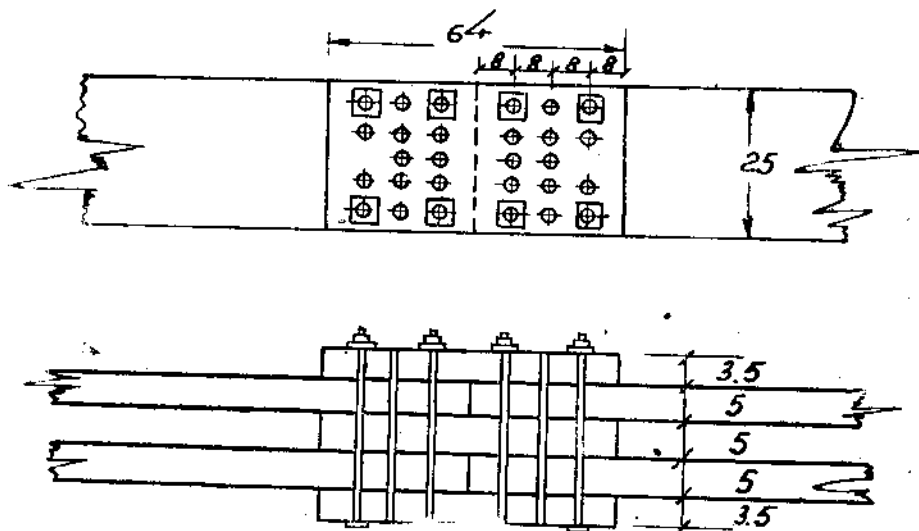


Рис. 101.

ПРИМЕЧАНИЕ. При соблюдении нормальных размеров, допускаемое усилие на I срез определяется по следующей таблице для наиболее часто встречающихся болтовых нагелей.

Таблица 18

Таблица допускаемых усилий на I срез болтового нагеля для сопряжений из в. с. сосны вдоль волокон

$d_{\text{мм}}$	10	12	16	19	22	25	30
$T_{\text{H}}$	167	280	428	670	810	1000	1500

## § 68. Трубочатые нагеля

Расчетные формулы те же, что для болтовых нагелей, но коэффициент  $k$ , входящий в выражение для  $T_{\text{H}}$ , зависит от жесткости трубки, т. е. при данном наружном диаметре  $d$  от отношения  $\frac{d_0}{d}$ , где  $d_0$  — внутренний диаметр трубки, согласно приложенной таблице из Т. У. и Н.

Таблица для расчета в. с. нагельных сопряжений на газовых трубах из сосны вдоль волокон

d, см	$\frac{d_0}{d}$	k	Симметрич. сопряжения		Несимметрич. сопряжения		$T_n$ , кг
			$a_n$ , см	$C_n$ , см	$a_n$ , см	$C_n$ , см	
1,0	0,318	0,496	3,0	4,2	3,5	5,2	166
1,3	0,488	0,485	3,8	5,3	4,4	6,6	274
1,65	0,577	0,471	4,6	6,5	5,4	8,1	430
2,05	0,619	0,461	5,7	7,9	6,6	9,9	648
2,4	0,661	0,447	6,4	9,0	7,5	11,2	860
2,65	0,719	0,425	6,7	9,4	7,9	11,8	1000
3,0	0,740	0,415	7,4	10,4	8,7	13,0	1250
3,3	0,769	0,400	7,9	11,0	9,2	13,8	1460
4,2	0,756	0,407	10,2	14,3	11,9	17,9	2400
4,8	0,793	0,388	11,1	15,6	13,0	19,5	2990

ПРИМЕЧАНИЕ. Если  $a_\phi < a_n$   
или  $C_\phi < C_n$ ,

то усилие на 1 срез определяется

а) в симметричных соединениях:

$$T_n = 56 ad,$$

$$T_n = 40 cd;$$

б) в несимметричных:

$$T_n = 48 ad,$$

$$T_n = 32 cd.$$

Пример. Стык из 3 элементов решен на трубчатых нагелях  $\varnothing 16$ ;  $P = 21$  т; класс сооружений II, марка леса I, сосна п. с.

Переходный коэффициент для допускаемых напряжений равен 0,9.

$$[\sigma_+] = 0,9 \cdot 100 = 90 \text{ кг/см}^2.$$

Решение.

$$F_{бр} = \frac{P}{3[\sigma_+]} \cdot 1,40 = \frac{21000}{3 \cdot 90} \cdot 1,40 = 109.$$

Берем  $3 \times 5 \times 22$ .

Таким образом толщина средних досок —  $c = 5$ .

Толщина крайних досок —  $a = 0,71 c = 3,50$  см.

По таблице находим, что для  $d = 16$  мм;  $a_n = 4,6$ ;  $c_n = 6,5$  см.

Следовательно, допустимое усилие на 1 срез определяется согласно примечания

$$T_n = 56 \text{ adk} = 56 \cdot 3,5 \cdot 1,6 \cdot 0,9 = 282,$$

$$T_n = 40 \text{ cdk} = 40 \cdot 5 \cdot 1,6 \cdot 0,9 = 288.$$

Количество 6-ти срезаемых нагелей

$$\frac{21000}{6 \cdot 282} = 13.$$

Размещение нагелей производится так же, как в болтовых нагелях, а именно, расстановку нагелей в одном поперечном ряду определяем:

а) из условия размещения

$$\frac{b - 0,5 d}{2,5 d} = \frac{22 - 0,8}{4} = 5;$$

б) из условия допускаемых напряжений

$$3c(b - md) [\sigma_+] = 21000;$$

$$3 \cdot 5(22 - 1,6 m) 90 = 21000,$$

$$\text{откуда } m = \frac{330 \cdot 90 - 21000}{24 \cdot 90} = 4,5.$$

Ставим 4 нагеля в ряд.

Длина накладки:

$$2 \cdot 5 \cdot 5 d = 50 d = 80 \text{ см.}$$

Согласно норм около 20 проц. ставим стяжные болты, проходящие через трубки, т. е. 3 шт. (рис. 102).

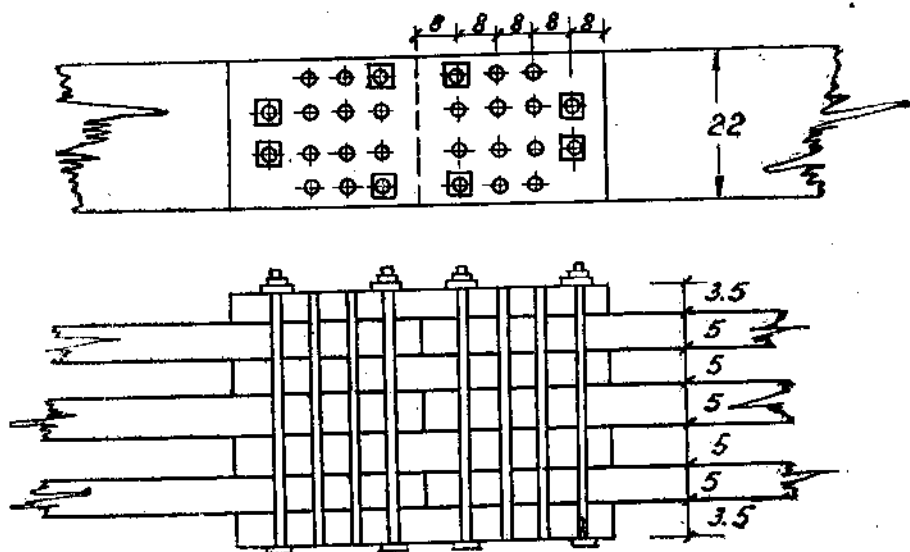


Рис. 102.

## § 69. Стальные штифты

Применяются диаметром от 6 до 16 мм и являются промежуточной к гвоздям формой. Они дают жесткое соединение и употребляются в стыках и узловых сопряжениях. Впервые стальные штифты применены в Германии фирмой Мельцера. Штифты требуют механизированного производства работ, ввиду большого количества сверленных гнезд. У нас в Союзе, благодаря отсутствию необходимого оборудования, штифты не получили распространения.

Метод расчета таков же, а именно:

Подставив в формулы из таблицы коэффициенты и допускаемые напряжения, получим:

а) в симметричных сопряжениях из сосны вдоль волокон

$$a_n = 4,7 d; C_n = 6,57 d; T_n = 263 d^2; \quad (156)$$

б) в несимметричных сопряжениях

$$a_n = 5,48 d; C_n = 8,22 d; T_n = 263 d^2. \quad (157)$$

## § 70. Гвозди

Отличительной особенностью гвоздей является способность проникать в цельную древесину без предварительного сверления гнезда, и давать поэтому плотное соединение. Исследования показали, что наиболее рациональной формой являются провололочные гвозди, согласно общесоюзному стандарту 530. По Техническим условиям в сопряжениях из хвойных пород гвозди загоняются в цельную древесину без предварительного рассверливания гнезда. При сопряжении из твердых пород древесины необходимо предварительное рассверливание гнезда, причем диаметр дыры должен соответствовать  $0,9 d$  гвоздя, а глубина сверления не менее  $0,4 l_{20}$ ; при этом работа гвоздя на выдерживание не учитывается.

Особенности гвоздевых сопряжений заключаются в следующем:

1) Вследствие уплотнения древесины при забивке гвоздя замечается хорошая работа гвоздя как вдоль, так и поперек волокон, что является очень ценным свойством при проектировании узловых сопряжений.

2) Вследствие значительного сцепления и трения между гвоздем и гнездом, постановка стяжных болтов является необязательной.

3) Малое ослабление рабочего сечения, а именно: при сжатых конструкциях ослабление совершенно не учитывается, в растянутых же принимается диаметр отверстия  $0,8 d_{20}$ , причем проверка на растяжение элементов производится с учетом косога разрыва. Для предварительного подбора сечения принимается коэффициент на ослабление 1,25.

4) Ввиду забивки гвоздей силой, появляются расклинивающие усилия, способствующие появлению продольных трещин, поэтому расстановка гвоздей гораздо более редкая, чем для нагелей вообще.

## § 71. Технические условия при проектировании гвоздевых сопряжений

1) Гвозди работают на сдвиг и выдергивание; допускаемое усилие на срез гвоздя определяется по общим формулам.

2) При расчете на выдергивание при диаметре от 2—5 мм сцепление рабочей поверхности выдергиваемого гвоздя с в. с. древесиной (сосна) не должно превышать  $5 \text{ кг/см}^2$  при забивке гвоздей в древесину перпендикулярно волокнам; свыше 5 мм допускаемое напряжение не увеличивается и рассчитывается на такое же сопротивление, как гвозди  $\varnothing 5 \text{ мм}$ .

Учет работы гвоздя на выдергивание допускается при достаточном защемлении в древесине, а именно: длина защемленной части должна быть не менее  $8 d_{20}$ , причем коническая часть длиной  $1,5 d$  не учитывается.

3) Длина гвоздя должна превышать толщину прибиваемой части в 2—3 раза.

4) При знакопеременном и динамическом воздействии сил допускаемое напряжение снижается умножением на коэффициент 0,6—0,8.

5) Толщина досок, как правило, должна быть не менее, чем в 4 раза больше диаметра гвоздя.

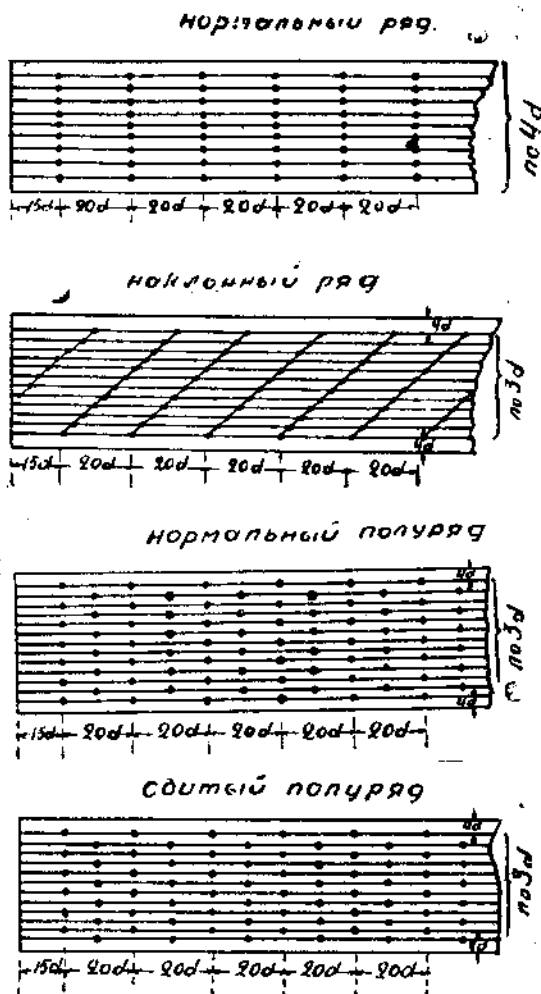


Рис. 103а и 103в.  
Прямая. Шахматная.

## § 72. Расстановка гвоздей

Расстановка гвоздей бывает:

- 1) прямая с нормальным рядом, с наклонным рядом,
- 2) шахматная (рис. 103).

Расстояние между гвоздями вдоль волокон  $\leq 20 d$ ; а до

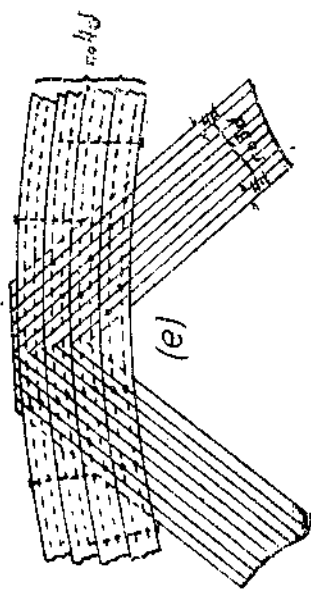
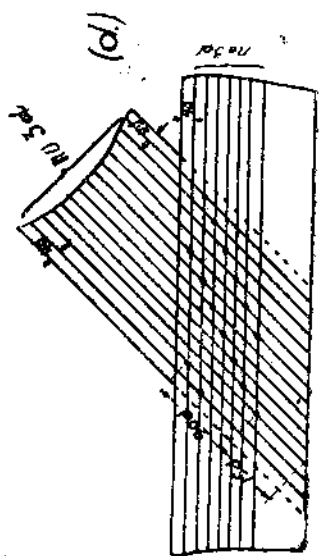
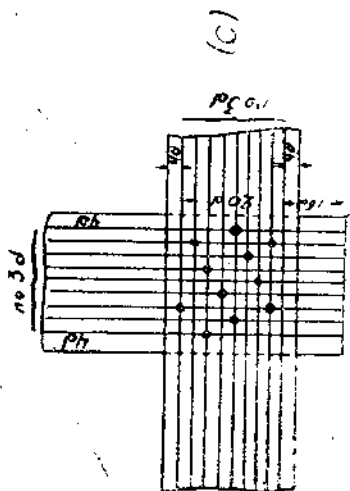
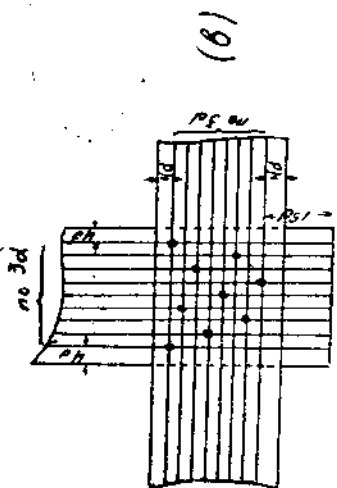
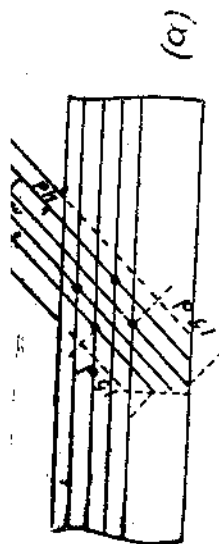


FIG. 104.

торца  $\geq 15 d$ . Поперек волокон: от торца доски  $\leq 4 d$ , между продольными рядами для прямой с нормальным рядом  $\leq 4 d$ , для остальных  $\leq 3 d$ .

При сопряжении под углом приведенные правила должны быть соблюдены в отношении каждого из сопрягаемых элементов (рис. 104).

Формулы для расчета гвоздевых сопряжений:

$$T_n = K_{20} d^2 \sqrt{[\sigma_u][\sigma_c]} = 0,8 d^2 \sqrt{1800 \cdot 80} = 304 d^2. \quad (158)$$

При недостаточной толщине сопрягаемых элементов:

а) для симметричных сопряжений

$$T_n = 0,7 ad [\sigma_c] = 56 ad \text{ при } a < 5,4 d; \quad (159)$$

$$T_n = 0,5 cd [\sigma_c] = 40 cd \text{ при } c < 7,6 d; \quad (160)$$

б) для несимметричных сопряжений

$$T_n = 0,6 ad [\sigma_c] = 48 ad \text{ при } a < 6,3 d;$$

$$T_n = 0,4 cd [\sigma_c] = 32 cd \text{ при } c < 9,5 d.$$

### § 73. Дальнейшие перспективы развития гвоздевых нагелей

Недостатками гвоздевых сопряжений являются:

- 1) ограниченность сортамента по длине;
- 2) при диаметрах гвоздей больше 6 мм проволочные гвозди сильно колют древесину даже в толстых элементах.

Указанные недостатки послужили причиной изыскания новых конструктивных форм гвоздей. Новой формой является гвозде-



Рис. 105.

вой нагель звездчатого или крестового сечения (рис. 105). Нагель этот в отличие от гвоздя не забивается, а внедряется в древесину скоростным методом забивки при помощи выстрела или пневматического аппарата. Благодаря своей форме звездчатый нагель вытесняет малый объем древесины. Чем быстрее вводится постороннее тело в среду, тем меньше деформация. Этим обстоятельством объясняется громадная крепость, какой должны обладать соединения на таких нагелях. Поперечные размеры нагеля от 8 до 20 мм, длина их от 150 до 600 мм. Ими можно воспринять усилия в несколько сот тонн и сплавивать большое количество элементов. Нагели эти находятся в стадии фабричного производства и в ближайшее время, надо полагать, получат большое распространение, как наиболее рациональная форма гвоздевого нагеля.





Вес 1000 гвоздей в килограммах

$l_{20}$ мм \ $d_{20}$ мм	50	60	70	80	90	100	110	125	150	175	200	225	250
2,0	1,23	1,48											
2,3	1,63	1,96											
2,6	2,08	2,50	2,92										
3,0	2,77	3,33	3,88	4,44									
3,5		4,53	5,29	6,04	6,80								
4,0				7,89	8,88	9,87	10,85						
4,5					11,2	12,5	13,7	15,6					
5,0						15,4	16,9	19,3	21,3				
5,5								23,3	28,0	32,6			
6,0									33,3	38,8	44,4		
6,5										45,6	52,1	58,6	
7,0												68,0	75,5
8,0													98,6

Таблица 22

Допускаемые усилия в килограммах на выдергивание 1 пог. см зашпеченного гвоздя, забитого в в. с. сосну поперек волокон

$d_{20}$ мм	2,0	2,3	2,6	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
$N_{20}$ кг	3,2	3,6	4,1	4,7	5,5	6,3	7,1	7,8

ПРИМЕЧАНИЯ: 1) При забивке в торец допускаемые усилия умножаются на коэффициент 0,6.

2) Для гвоздей диаметром более 5 мм допускаемые на выдергивание усилия берутся из графы, приведенной для  $d_{20} = 5$  мм.

## § 74. Врубki

Обработка деревянных частей с целью их взаимных соединений называется рубкой. Ввиду анизотропности дерева, при проектировании рубок необходимо иметь ввиду угол передачи усилий в элементах, а также качество лесного материала и удобство сборки.

## Достоинства и недостатки врубок

Достоинства врубок заключаются в следующем:

- 1) производство работ требует простейших инструментов;
- 2) не требуются рабочие металлические части, что особенно важно в помещениях с выделением сернистых, кислотных газов, вредно действующих на металлические части.

Недостатки врубок:

- 1) врубки сильно ослабляют сечение и поэтому расход древесины весьма велик;
- 2) вследствие усушки необходимо поставить монтажные металлические части: хомуты, болты и скобы;
- 3) на врубках хорошо конструировать сжатые элементы; растянутые же труднее поддаются конструированию.

## Применение врубок

Из вышесказанного следует, что применение врубок для инженерных конструкций из экономических соображений должно быть ограничено. Применение их надо отнести за счет временных сооружений и в небольших второстепенных конструкциях. Также на врубках рационально проектировать конструкции в сооружениях химического производства.

## § 75. Типы врубок

Имеется бесконечное количество врубок, которые, в зависимости от взаимного расположения осей сопрягаемых элементов, делятся на врубки: продолжения, сплачивания, пересечения и примыкания, а именно:

1) продолжение, когда оси лежат на одной прямой;

2) сплачивание, когда оси параллельны;

3) пересечение, когда сопрягаемые части встречаются под углом и продолжают по обе стороны;

4) примыкание, когда один элемент примыкает под углом к другому элементу.

За последние годы все врубки были подвергнуты у нас в Союзе

исследованию. Целый ряд старых плотнично-столярных врубок, ввиду неэкономности, постепенно отмирает. К ним надо отнести всякие замки, голландские зубья, шипы, ласточкины хвосты, врубки в полдерева и тому подобные, так как, сильно ослабляя сечение, врубки себя не оправдывают.

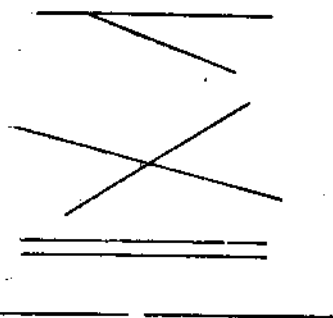


Рис. 106.

С другой стороны, за последние годы выработана классификация врубок более рациональных в конструктивном отношении в некоторых случаях незаменимых несущих конструкциях. К ним относятся: 1) лобовые врубки, 2) щековые и седловые врубки, 3) трехлобовые и 4) ножничные.

Прочие виды врубок, хотя еще употребляются в конструкциях, но постепенно с развитием кадров грамотных техников вытесняются.

## § 76. Лобовые врубки

По Техническим условиям рекомендуется во всех типах врубок, кроме ножничных, при сопряжении элементов под углом, по возможности, применять биссектрисное решение, так как эта врубка дает равнопрочные поверхности смятия в сопрягаемых элементах. При небиссектрисных врубках допускаемое напряжение на смятие принимается в зависимости от большего угла между усилием и направлением волокон. Однако, последние исследования института сооружений показали, что в лобовых врубках рационально биссектрисную врубку заменить ортогональной (под прямым углом к подкосу). Допускаемые напряжения на смятие берутся из таблицы в зависимости от угла, причем трение не учитывается как на смятие, так и на скалывание.

Больше двух зубьев не рекомендуется ставить, причем надо принять меры к тому, чтобы оба зуба работали.

Применение шипов с долбленными гвездами не рекомендуется. При проверке на скалывание двухрядовых сопряжений допускаемое напряжение уменьшается на 20 проц.

К лобовым врубкам относятся: 1) врубки торцом и 2) врубки зубом. В расчетном отношении врубка торцом ничего сложного не представляет, допускаемое напряжение принимается в  $80 \text{ кг/см}^2$  при сопряжении элементов под углом  $0^\circ$ .

## § 77. Врубки зубом

Одиночные зубья употребляются при малых усилиях и больших углах наклона ( $2\alpha \leq 35^\circ$ ).

При больших усилиях и малых углах предпочитают употребление двойных зубьев.

На практике встречаемся с тремя типами врубок зубом, а именно:

- 1) лобовая грань  $AB$  нормальна к волокнам подкоса (рис. 107);
- 2) лобовая грань  $AB$  проведена по биссектрисе тупого угла между поясом и подкосом, грань  $BC$  наклонна (рис. 108);
- 3) лобовая грань  $AB$  проведена по биссектрисе, грань  $BC$  параллельна поясу (рис. 109).

Тип 1. Ввиду того, что грань  $AB$  перпендикулярна к действующей силе, вся она передается этой площадке, причем до-

пускаемое напряжение принимается в зависимости от угла между силой и волокнами пояса. Из рисунка видно, что

$$h_a = \overline{AB} \cos 2\alpha; \quad \overline{AB} = \frac{P}{b[\sigma_c]_a},$$

откуда

$$h_a = \frac{P \cos 2\alpha}{b[\sigma_c]_a} = \frac{N_+}{b[\sigma_c]_a}.$$

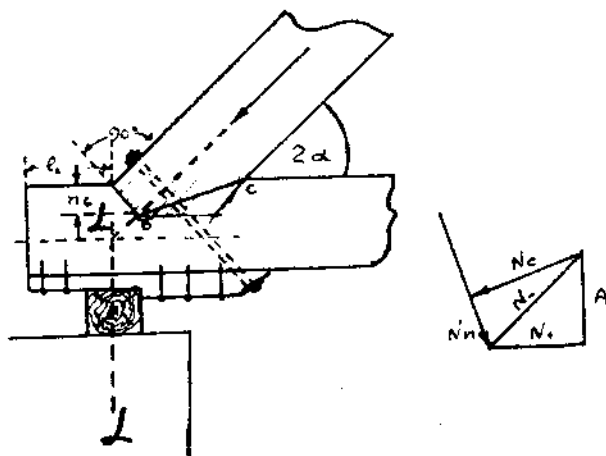


Рис. 107.

### Проверка на скалывание.

Как уже раньше нами указано, трение учитывать не надо. Длина скалывания определяется из уравнения:

$$l_t = \frac{N_+}{b[t]}.$$

**ПРИМЕЧАНИЕ.** Ввиду того, что допускаемое напряжение на скалывание в 7 раз меньше допускаемого напряжения на смятие, рационально длину на скалывание сделать в 7 раз больше глубины врубки. В этом случае проверки на скалывание делать не нужно.

Для уничтожения эксцентриситета в поясе в опорных узлах надо мауэрлат положить на вертикали, проходящей через пересечение оси, проведенной через центр площадки  $AB$  параллельно оси подкоса с осью ослабленного сечения. Кроме того, по техническим условиям рекомендуется нижний пояс усилить подбалкой, связав ее с поясом гвоздями или шурупами. В таком случае напряжение в нижнем поясе проверяется без учета эксцентриситета.

В противном случае напряжение в эксцентрично ослабленном нижнем поясе определяется по формуле

$$\sigma = \frac{P}{F_{\text{нет}}} \pm \frac{M_n}{W_{\text{нет}}} = \frac{P}{F_{\text{нет}}} \left( 1 \pm \frac{6e}{h_{\text{нет}}} \right), \quad (165)$$

где  $e$ —эксцентриситет, равный половине глубины врубки,  $h_{\text{нет}}$ —высота сечения нетто, относительно которой имеется эксцентриситет,

$F_{\text{нет}}$ —площадь ослабленного сечения.

Тип 2. Угол между действующей силой и нормалью к волокнам составляет  $\frac{2\alpha}{2} = \alpha$

Силу  $N$  разложим на две составляющие, а именно  $N_c \perp AB$  и  $N_n \perp BC$ . Из косоугольного треугольника находим:

$$\frac{N_c}{\sin(90 - \beta)} = \frac{N_n}{\sin \alpha} = \frac{N}{\sin[90 + (\beta - \alpha)]},$$

откуда

$$N_c = \frac{N - \cos \beta}{\cos(\beta - \alpha)}$$

$$N_n = \frac{N - \sin \alpha}{\cos(\beta - \alpha)} \quad (166)$$

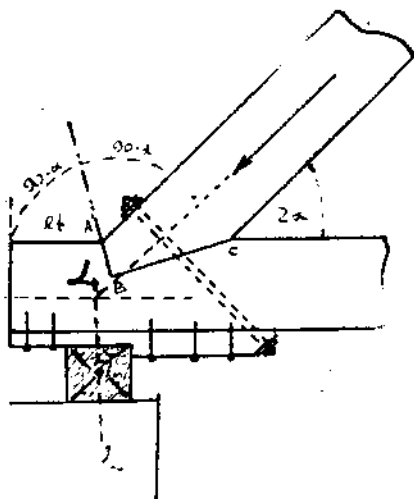


Рис. 108.

Как видно из этих формул, силы эти зависят от угла  $\beta$ , которым необходимо, очевидно, задаваться. Для практических целей достаточно пользоваться приближенными формулами:

$$\begin{aligned} N_c &= N - \cos \alpha \\ N_n &= N - \sin \alpha \end{aligned} \quad (167)$$

Очевидно, это верно будет при угле  $\alpha = \beta$ .

Однако, при других углах также большой погрешности не будет.

Таким образом находим:

$$\overline{AB} = \frac{N_c}{b[\sigma] \alpha} = \frac{N - \cos \alpha}{b[\sigma] \alpha};$$

$$h_s = \overline{AB} \cos \alpha = \frac{N - \cos^2 \alpha}{b[\sigma] \alpha}. \quad (168)$$

Проверка на скалывание

Скалываться будет конец опорного узла горизонтальной составляющей, равной  $N_+$ , следовательно

$$l_t = \frac{N_+}{b[t]}. \quad (169)$$

Тип 3. Угол между составляющей силой и нормально к волокнам составляет  $\frac{2\alpha}{2} = \alpha$ .

Разложим силу  $N$  на две составляющие  $N_c'$   $AB$  и вертикальную  $N_c''$   $BC$ .

Из приведенного построения видно:

$$N_+ = N \cos 2\alpha$$

$$N_c' = \frac{N_+}{\cos \alpha} = \frac{N \cos 2\alpha}{\cos \alpha} \quad (170)$$

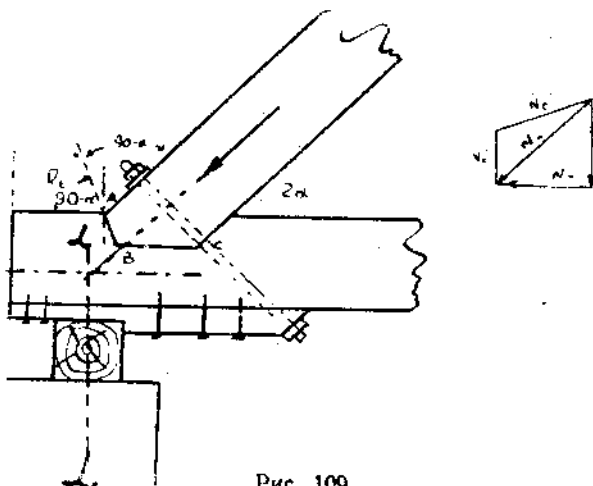


Рис. 109.

Глубина врубки

$$h_a = AB \cos \alpha, \quad h_a = \frac{AB}{\cos \alpha} = \frac{N_+}{\cos \alpha b [\sigma_c]}$$

откуда

$$h_a = \frac{N_+}{b [\sigma_c] \cos \alpha} \quad (171)$$

Длина скальваемой части без учета трения из условия равнопрочности

$$l_t = \frac{N_+}{b [\ell]} \leq 7 h_a \quad (172)$$

ПРИМЕЧАНИЕ. При учете сил трения, возникающих под влиянием вертикальной составляющей усилия сжатого пояса, равной опорной реакции, длина скальваемой части определяется по формуле

$$l_t = \frac{N_+ - N_+ \operatorname{tg} 2\alpha \cdot 0,3}{b [\ell]} = \frac{N_+ (1 - 0,3 \operatorname{tg} 2\alpha)}{b [\ell]} \quad (173)$$

Для предотвращения случайных смещений, а также для уменьшения опасности отдиранья скальваемой части, необходимо ставить стяжные болты или хомуты, которые ставятся нормально к верхнему поясу. Поковка является монтажной и в расчет не принимается.

## § 78. Пример

Расчитать и сконструировать опорный узел брусчатой фермы, решенный лобовой врубкой по всем 3 типам и следующим данным:

усилие в верхнем поясе  $N_- = 12\,000$  кг,  
 „ „ нижнем „  $N_+ = 11\,000$  „

Угол между верхним и нижним поясом  $2\alpha = 20^\circ$ .

Сечение верхнего пояса  $20 \times 24$ .

Сечение нижнего пояса  $20 \times 24$  (рис. 107).

1) По 1 типу:  $[\sigma_c]_{2\alpha} = 64$  кг/см<sup>2</sup>;

$$h_s = \frac{N_+}{b[\sigma_c]_{2\alpha}} = \frac{11\,000}{20 \cdot 64} = 8,5 \text{ см.}$$

Длина скалывания по формуле

$$l_s = \frac{N_+}{b[\tau]} = \frac{11\,000}{12 \cdot 20} = 46.$$

Длина скалывания больше семикратной глубины врубки не учитывается.

Для уничтожения эксцентриситета в нижнем поясе мауэрлат укладывается на вертикали  $L-L$ , проходящей через точку пересечения геометрических осей.

Кроме того, требуется усилить опорное сечение подбалкой, равной по толщине половине глубины врубки. Связь подбалки с поясом осуществляется гвоздями или шурупами.

В нашем случае толщина подбалки равна 5 см. Количество гвоздей определяем по силе, пропорциональной площадям, т. е.

$$P_{1(\text{гвозд})} = \frac{11\,000}{5 + (24 - 8,5)} \cdot 5 = 2700 \text{ кг.}$$

Фактическое напряжение в нижнем поясе:

$$[\sigma_+]_{\phi} = \frac{11\,000}{20 \cdot [24 - 8,5]} = 35.$$

Для расчета гвоздей условно принимаем силу

$$2700 \cdot \frac{35}{[\sigma_+]} = \sim 900$$

при гвоздях  $\varnothing = 6$  мм. Необходимо для несимметричных сопряжений

$$m = \frac{900}{110} \sim 8 \text{ гвоздей.}$$



На случай центрирования мауэрлата по вертикали, проходящей через пересечение геометрических осей, т. е. при учете эксцентриситета напряжение в нижнем поясе

$$[\sigma_+]_{\phi} = \frac{P}{F_{нет}} \left( 1 + \frac{6e}{h_{нет}} \right) = \frac{11000}{20 \cdot 15,5} \left( 1 + \frac{6 \cdot 4,95}{15,5} \right) = 94 \text{ кг/см}^2.$$

Тип 2.

$$[\sigma_c]_x = 75 \text{ кг/см}^2;$$

$$N_c = N \cos \alpha = 2000 \cdot 0,985 = 11820;$$

$$\overline{AB} = \frac{h_s}{\cos \alpha} = \frac{N_c}{b[\sigma_c]} = \frac{11820}{20 \cdot 75} = \sim 8 \text{ см};$$

или

$$h_s = 8 \cos \alpha = 8 \cdot 0,985 = 7,9 \text{ см} \sim 8 \text{ см};$$

$$l_t = \frac{N_+}{b[t]} = \frac{11800}{20 \cdot 12} = \sim 46.$$

Тип 3.

$$[\sigma_c]_x = 75 \text{ кг/см}^2;$$

$$h_s = \frac{N_+}{b[\sigma_c]_x} = \frac{11000}{20 \cdot 75} = 7,3 \text{ см}.$$

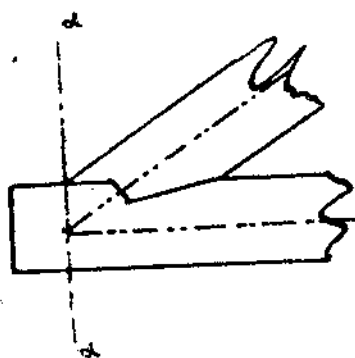


Рис. 110.

Длина на скалывание без учета трения:

$$l_t = \frac{N_+}{b[t]} = \frac{11000}{20 \cdot 12} = 46.$$

Длина на скалывание с учетом трения:

$$\begin{aligned} l_t &= \frac{N_+(1 - 0,3 \operatorname{tg} 2\alpha)}{b[t]} \\ &= \frac{11000(1 - 0,3 \cdot 0,36)}{12 \cdot 20} = 41 \text{ см}. \end{aligned}$$

ПРИМЕЧАНИЕ. При угле наклона верхнего пояса к нижнему больше 30° и малых силах, полезно применить лобовую врубку в брусчатых фермах по рисунку 110.

Как видно из рисунка, врубка во всех своих частях симметрична относительно системной плоскости. Мауэрлат укладываем на вертикали  $L-L$ , проходящей через пересечение оси подкоса с осью ослабленного сечения.



**1 вариант.** Оба зуба проведены по биссектрисе.

Так же, как и при одном зубе, определяем приближенно:

$$N_c = N \cos z = 14000 \cos 9^\circ = 13800 \text{ кг};$$

$$h_0 = \frac{13800}{0,8 \cdot 75 \cdot 20} = 11,5 \text{ см.}$$

Делаем передний зуб глубиной 4,5 см, задний зуб—7,0 см.

Проверка на скалывание

$$N_{\pm} = N \cos 2z = 14000 \cdot \cos 18^\circ = 14000 \cdot 0,95 = 13300.$$

На задний зуб передается

$$\frac{13300 \cdot 7}{11,5} = 8000 \text{ кг},$$

на передний зуб—5300 кг.

$h_c$  для заднего зуба:

$$\frac{8000}{0,8 \cdot 12 \cdot 20} = 40 < 7 \cdot 7.$$

Для переднего зуба

$$\frac{5300}{0,8 \cdot 12 \cdot 20} = 27 < 7 \cdot 4.$$

Фактическая длина на скалывание для заднего зуба из конструктивных соображений больше.

**2 вариант.** Задний зуб проведен нормально к продольной оси:

$$[\sigma_c]_z = 75 \text{ кг/см}^2;$$

$$[\sigma_c]_{z_0} = 66 \text{ „}$$

Задней врубке передаем  $\frac{2}{3} N_c \cdot \frac{66}{75} = 8000 \text{ кг};$

переднему зубу  $6000 \text{ кг};$

Глубина заднего зуба:

$$h' = \frac{8000}{66 \cdot 20 \cdot 0,8} = 7,5 \text{ см};$$

глубина переднего зуба:

$$h'' = \frac{6000}{75 \cdot 20 \cdot 0,8} = \frac{6000 \cdot 0,98}{1200} = 5 \text{ см.}$$

Длина скалывания для переднего зуба:

$$l' = \frac{N' \cos 2\alpha}{a[t] \cdot 0,8} = \frac{6000}{12 \cdot 20 \cdot 0,8} \cdot 0,95 = 30 \text{ см} < 75;$$

длина скалывания для заднего зуба:

$$\frac{8000 \cdot 0,95}{b[t] \cdot 0,8} = \frac{7600}{12 \cdot 20 \cdot 0,8} = 40 \text{ см.}$$

Фактически из конструктивных } соображений приходится делать больше (рис. 111в).

Мауэрлат укладываем на вертикали, проходящей через ось  $L-L$ . Кроме того, нижний пояс надо усилить подбалкой. В таком случае, как сказано раньше, напряжение в нижнем поясе проверяется без учета эксцентриситета.

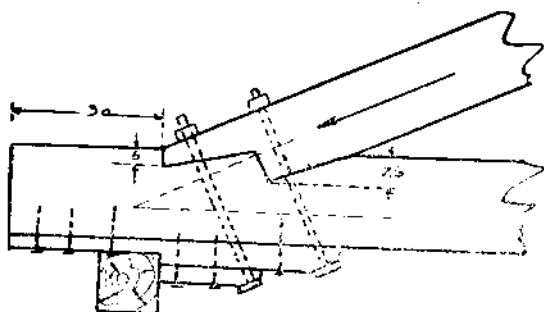


Рис. 111в.

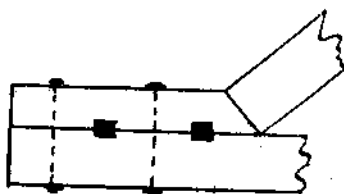
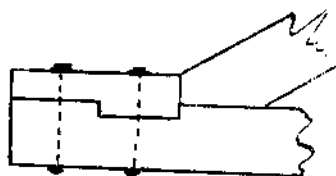


Рис. 112.

Ниже приводим несколько разновидностей решения опорного узла на врубках, смысл которых довольно ясен из чертежей (рис. 112).

Вместо второго зуба часто употребляется вставной дубовый клин, закладываемый по биссектрисе или нормально. Расчет ведется по тем же формулам (рис. 113).

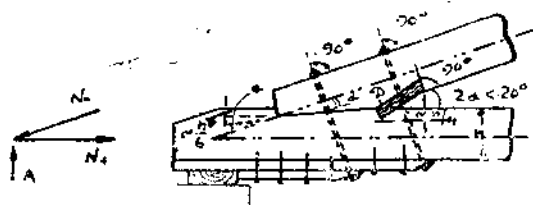
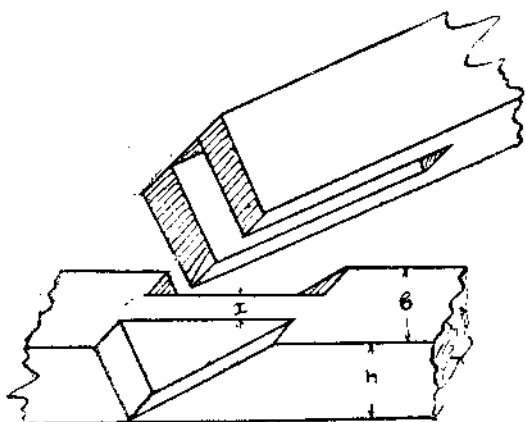


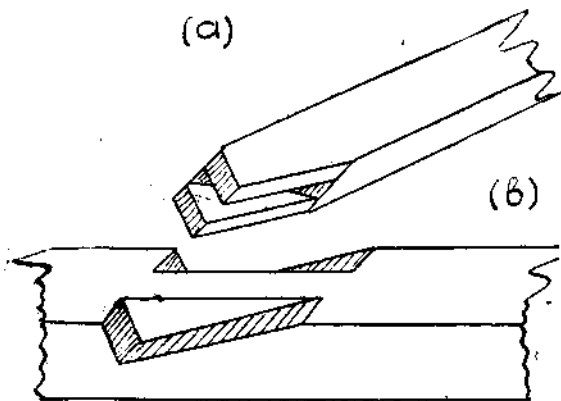
Рис. 113.

## § 81. Щековые и седловые врубки

При досчатых сечениях врубка называется щековой, при брусчатых сечениях врубка выполняется седловой. Седло бывает неполное и полное (рис. 114).



(а)



(б)

Рис. 114.

Полное седло обладает большими преимуществами и поэтому чаще применяется. Преимущество заключается в следующем:

- 1) силы в узле центрированы;
- 2) работа сквозным пропилом легко выполняется;
- 3) большая площадь скалывания.

По наружному виду неполное седло ничем не отличается от лобовой врубки.

Согласно последним опытным данным рекомендуется допускаемое напряжение на скалывание в щековых врубках принять не  $12 \text{ кг/см}^2$ , а  $8 \text{ кг/см}^2$  с применением соответствующих коэффициентов.

### Предел утонения затяжки

Из условия равнопрочности шейки затяжки на растяжение и рабочих граней на смятие находим (рис. 114):

$$F_{см} = (b - x) \frac{h}{\cos \alpha}; \quad \bar{F}_+ = xh;$$

$$F_{см}[\sigma_c]_{\alpha} = F_+[\sigma_+]_{\alpha}; \quad (b - x) \frac{h}{\cos \alpha} [\sigma_c]_{\alpha} = xh[\sigma_+]_{\alpha},$$

откуда

$$x = \frac{b[\sigma_c]_{\alpha}}{[\sigma_c]_{\alpha} + [\sigma_+]_{\alpha} \cos \alpha} \quad (176)$$

и, следовательно,

$$1) \text{ при } 2\alpha = 30^\circ, \alpha = 15^\circ, [\sigma_c]_{15} = 67 \text{ кг/см}^2, \cos\alpha = 0,96,$$

$$x = \frac{b \cdot 67}{67 + 110 \cdot 0,96} = 0,41b;$$

$$2) \text{ при } 2\alpha = 20^\circ, \alpha = 10^\circ, [\sigma_c]_{10} = 74 \text{ кг/см}^2, \cos\alpha = 0,98,$$

$$x = \frac{74b}{74 + 110 \cdot 0,98} = 0,40b;$$

$$3) \text{ при } 2\alpha = 45^\circ, \alpha = 22,5^\circ, [\sigma_c]_{\alpha} = 57 \text{ кг/см}^2, \cos\alpha = 0,92,$$

$$x = \frac{57b}{57 + 110 \cdot 0,92} = 0,36b.$$

Практически, ввиду наличия сучьев и, возможно, косослоя, а также возможности более глубокого пропила при выполнении врубки, рекомендуется шейку делать не тоньше половины бруса, т. е.

$$x = 0,50 b. \quad (177)$$

### Расчетные формулы

Действующую силу в верхнем поясе раскладываем на два направления: вертикальное и горизонтальное, затем проводим биссектрису (рис. 115).

Из рисунка 115 видно:

$$N_+ = N_- \cos 2\alpha;$$

$$N_c = \frac{N_+}{\cos\alpha} = \frac{N_- \cos 2\alpha}{\cos\alpha}; \quad (178)$$

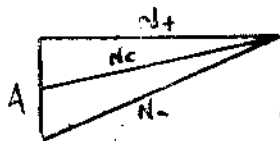


Рис. 115.

$$F_{cm} = \frac{(b-x)}{\cos\alpha} h_s = \frac{0,5bh_s}{\cos\alpha}; \quad (179)$$

$$\left[ \sigma_c \right]_{\alpha} = \frac{N_c}{F_{cm}} = \frac{N_+}{\cos\alpha} : \frac{0,5bh_s}{\cos\alpha} = \frac{N_+}{0,5bh_s}. \quad (180)$$

$$l_t = \frac{N_+}{F_t} = \frac{N_+}{2h_s[t]}.$$

## § 82. Щековые врубки со вставными вкладышами

Для щековых врубок со вставными вкладышами, как обыкновенно осуществляется опорный узел, передача усилия от основных рабочих элементов прокладке учитывается коэффициентом 0,6 (рис. 116).

Такая передача усилий называется двухступенной.

Расчетные формулы для этой врубки будут:

$$F_c = \frac{h_s}{\cos\alpha} \left( 2 \frac{c}{2} + 2 \frac{c}{2} k_o \right) = \frac{h_s c}{\cos\alpha} (1 + k_o), \quad (182).$$

где  $k_0$  — коэффициент (0,6), учитывающий неравномерную передачу усилия через вкладыш или

$$F_{см} = \frac{ch_0}{\cos \alpha} (1 + 0,6) = \frac{1,6h_0c}{\cos \alpha};$$

$$\left(\sigma_c\right)_\phi = \frac{N_c}{F_c} = \frac{N_+}{\cos \alpha} \cdot \frac{1,6h_0c}{\cos \alpha} = \frac{N_+}{1,6h_0c} \leq [\sigma_c]_\alpha. \quad (183)$$

$$l_1 = \frac{N_+}{(2h + 2hk_0)[t]} = \frac{N_+}{2h(1 + k_0)[t]} = \frac{N_+}{3,2h[t]}. \quad (184)$$

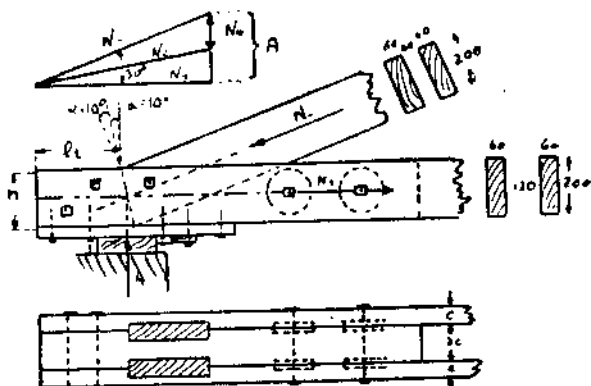


Рис. 116.

**ПРИМЕЧАНИЕ.** Согласно последних исследований<sup>2</sup> рекомендуется в некоторых врубках заменить биссектрисную врубку ортогональной к поясу (рис. 117).

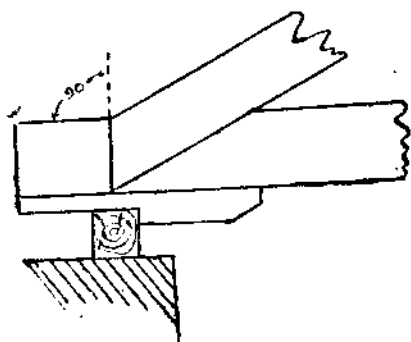


Рис. 117.

В этом случае расчетные формулы не меняются, только допускаемое напряжение на смятие принимается в зависимости от угла  $2\alpha$ .

### § 83. Примеры

1) Проверить напряжение в седловой врубке при следующих данных:

сечение верхнего пояса  $20 \times 24$ ,

сечение нижнего пояса  $20 \times 24$ , угол  $2\alpha = 30^\circ$ ,  
 $N_- = 14 \text{ т}$ ; класс III, марка леса II, сосна п. с.

Переходный коэффициент для напряжений = 0,90.

$$[\sigma_+] = 100 \cdot 0,9 = 90;$$

$$[\sigma_c] = 67 \cdot 0,9 = 60,3;$$

$$N_{\pm} = N \cdot \cos 2\alpha = 14\,000 \cdot 0,86 = 12\,000;$$

$$\sigma_+ = \frac{N_+}{F_n} = \frac{12\,000}{10 \cdot 24} = 50 < 90;$$

$$\sigma_c = \frac{N_+}{0,5bh} = \frac{12\,000}{0,5 \cdot 20 \cdot 24} = 50 \text{ кг/см}^2 < 60,3;$$

$$l_t = \frac{N_+}{2h[t]} = \frac{12\,000}{2 \cdot 24 \cdot 8 \cdot 0,9} = 35 \text{ см.}$$

2) Проверить напряжения в опорном узле, решенном на щековой врубке при следующих данных:

Сечение верхнего и нижнего пояса 2·6·20;

$$2\alpha = 30^\circ; \alpha = 15^\circ;$$

$N_{\pm} = 12 \text{ т}$ ; класс III, марка леса II, сосна п. с.

Переходный коэффициент для напряжения 0,9.

$$[\sigma_+] = 90 \text{ кг/см}^2$$

$$[\sigma_c]_{\alpha} = 67 \cdot 0,9 = 60 \text{ кг/см}^2.$$

В плоскости нижнего пояса прокладываем прокладку сечением  $12 \times 20$ , прикрепляемую болтами или кольцами из расчета половины усилия в поясе, а именно (рис. 116): усилие, передающееся на средний элемент—6000; при 4-х гладко-кольцевых шпонках усилие на одно кольцо  $\frac{6000}{4} = 1500 \text{ кг}$ , что соответствует табличному усилию.

$$N_t = \frac{1500}{0,8 \cdot 0,9} = 2080 \text{ кг.}$$

Принимаем кольцо  $14 \times 2$ ;

$$\sigma_c = \frac{N_+}{1,6h \cdot c},$$

где

$$N_+ = N \cdot \cos 2\alpha = 12\,000 \cdot 0,86 = 10\,300.$$

$$h = 20 \text{ см};$$

$$c = 6 \text{ см};$$

$$\left(\sigma_c\right) = \frac{10\,300}{1,6 \cdot 20 \cdot 6} = 54 < 60;$$

$$l_t = \frac{N_+}{3,2h[t]} = \frac{10\,300}{3,2 \cdot 20 \cdot 0,9 \cdot 8} = \sim 23 \text{ см.}$$



## § 84. Трехлобовая врубка

Врубка эта является производной от щековой врубки. Чаще всего она решается по биссектрисе и тогда называется трехбиссектрисной. Особенно четко работает врубка при угле  $2\alpha = 45^\circ$ . Передача давления осуществляется через вертикальные вкладыши, которые помещаются между досками пояса и прокладкой, как видно из рис. 118.

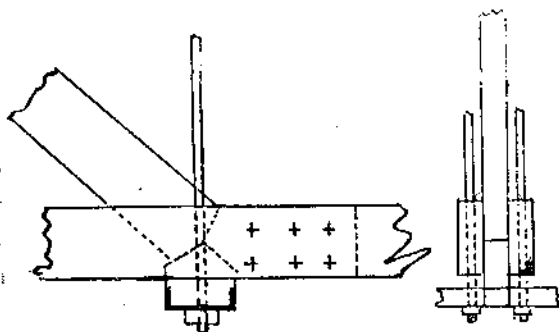


Рис. 118.

Рассмотрим для примера опорный узел, решенный на трехбиссектрисной врубке при  $2\alpha = 45^\circ$  (рис. 119).

Разложим силу  $N_-$  на вертикальную и горизонтальную составляющую  $A$  и  $N_+$  (вертикальная реакция опоры и усилие в затяжке).

В свою очередь, силу  $N_-$  разложим на  $N_c^I$  и  $N_c^{II}$ , перпендикулярные к площадкам.

Силу  $A$  разложим на  $N_c^{III}$  и  $N_c^I$ . Из чертежа видно, что  $N_+$  (усилие в нижнем поясе) является равнодействующей между  $N_c^I$

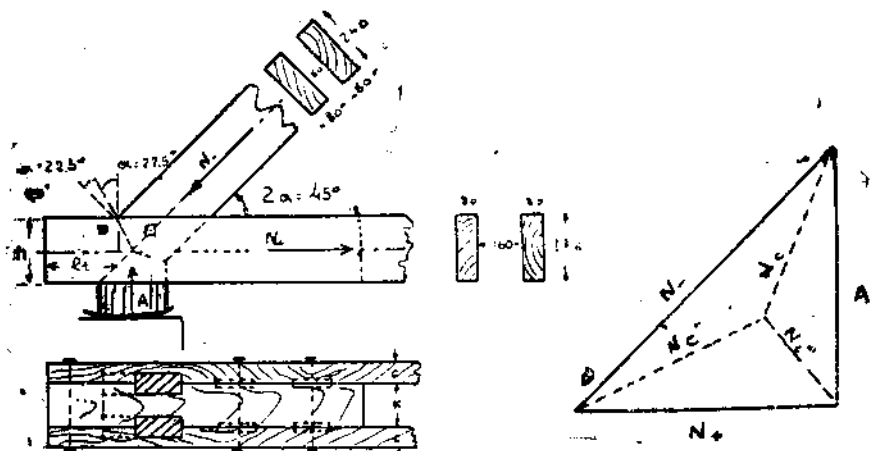


Рис. 119.

и  $N_c^{III}$ . Из построения видно, что  $N_c^I = N_c^{II}$ , как стороны ромба, равны:

$$N_c^I = N_c^{II} = \frac{N_-}{2\cos\alpha}. \quad (185)$$

Из косоугольного треугольника по теореме синусов находим:

$$\frac{N_c^{III}}{A} = \frac{\sin \alpha}{\sin(180-3\alpha)}; \quad (186)$$

при  $2\alpha = 45^\circ$ ;  $\alpha = 22,5^\circ$ ;  $180 - 3\alpha = 112,5^\circ = 90 + \alpha$  получаем.

$$\frac{N_c^{III}}{A} = \frac{\sin \alpha}{\sin(90 + \alpha)} = \operatorname{tg} \alpha,$$

откуда

$$N_c^{III} = A \operatorname{tg} \alpha. \quad (187)$$

Силы  $N_c^I$ ,  $N_c^{II}$  встречают площадки под углом  $\alpha$ .

Сила  $N_c^{III}$  встречает волокна площадки под углом  $2\alpha$  и, таким образом:

$$[\sigma_c]_{22,5^\circ} = 55 \text{ кг/см}^2;$$

$$[\sigma_c]_{45^\circ} = 32 \text{ кг/см}^2.$$

Площадь смятия с учетом работы двустепенной врубки вкладыша с коэффициентом 0,6 составляет:

$$\frac{h}{2\cos \alpha} \left( 2\frac{c}{2} + 2\frac{c}{2}k \right) = \frac{hc}{2\cos \alpha} (1+k); \quad (188)$$

причем глубина врезки принята в  $\frac{c}{2}$ .

Напряжение смятия

$$[\sigma_s] = \frac{N_c'}{F_{см}} = \frac{N_-}{2\cos \alpha}; \quad \frac{hc(1+k)}{2\cos \alpha} = \frac{N_-}{hc(1+k)}. \quad (189)$$

Площадь смятия  $bd$  составляет

$$F_{см} = \frac{h}{2\cos 2\alpha} \left( 2\frac{c}{2} + 2\frac{c}{2}k \right) = \frac{hc}{2\cos 2\alpha} (1+k). \quad (190)$$

Напряжение смятия

$$[\sigma_s] = \frac{N_c^{III}}{F_c} = A \operatorname{tg} \alpha; \quad \frac{hc}{2\cos 2\alpha} (1+k) = \frac{A \operatorname{tg} \alpha \cdot 2\cos 2\alpha}{hc(1+k)}. \quad (191)$$

Длина скальваемой части (по верху) должна быть

$$l_t = \frac{N_+}{(nh + nhk)[t]} = \frac{N_+}{nh(1+k)[t]}, \quad (192)$$

где  $n$ —число плоскостей скальвания.

**Пример 1.** Опорный узел досчатой фермы решен трехбиссектрисной врубкой при следующих данных (рис. 119):

$$2\alpha = 45^\circ;$$

$$N_- = 16\,000 \text{ кг.}$$

Сечение верхнего и нижнего пояса  $2 \times 8 \times 24$ .

$$N_+ = N_- \sin 2\alpha = 16\,000 \frac{\sqrt{2}}{2} = 11\,300 \text{ кг.}$$

$$A = N_+ = 11\,300 \text{ кг.}$$

По формуле (189)  $\sigma_c = \frac{N_-}{hc(1+k)} = \frac{16\,000}{8 \cdot 24 \cdot 1,6} = 52 < 55$ .

Смятие по площадке  $bd$ :

$$\sigma_c = \frac{A \operatorname{tg} \alpha \cos 2\alpha}{hc(1+k)} = \frac{11\,300 \cdot 0,414 \cdot 2 \cdot 0,71}{8 \cdot 24 (1+0,6)} = 21 < 32.$$

Длина скалывания

$$l_t = \frac{N_+}{nh(1+k)[t]} = \frac{11\,300}{4 \cdot 24 \cdot 1,6} = 18 \text{ см.}$$

Практически принимают  $l_t = h = 24 \text{ см.}$

Вкладыш прикрепляем кольцами или болтами из расчета по усилию

$$\frac{N_+}{2} = 5650 \text{ кг.}$$

**Пример 2.** Проверить напряжение в трехбиссектрисной врубке узла фермы при следующих данных:

сечение верхнего пояса  $3 \times 5 \times 20$ ,

сечение раскосов  $2 \times 5 \times 20$ ,

сечение стойки  $2 \text{ } \emptyset 22$ ,

наклон верхнего пояса к горизонту  $26^\circ$ ,

угол между раскосом и поясом  $42^\circ$  (рис. 120).

Строим диаграмму усилий для всех сил, сходящихся в узле (рис. 120а).

Делаем следующие разложения.

Усилие  $D_2$  разлагаем на две составляющие: одну  $N_c^I$  нормально к площадке  $ab$ , вторую  $N_c^{II}$  нормально к площадке  $bd$ . Усилие  $V_2$  разлагаем на  $N_c^I$  и  $N_c^{II}$  нормально к площадке  $bc$ . Очевидно, равнодействующая составляющих  $N_c^I$  и  $N_c^{II}$  равна

равнодействующей сил, сходящихся в узле (в случае отсутствия узловой нагрузки эта равнодействующая равна разности усилий в смежных панелях пояса).

Из построения или вычисления находим для примера

$$N_c^I = 5500 \text{ кг}; N_c^{III} = 1200 \text{ кг}; N_c^{II} = 3500 \text{ кг}.$$

Допускаемое напряжение для площадок зависит от углов, а именно:

$$\begin{aligned} \text{площадка } ab \quad [\sigma_c]_{11^\circ} &= 76 \text{ кг/см}^2 \\ \text{'' } bd \quad [\sigma_c]_{21^\circ} &= 58 \text{ ''} \\ \text{'' } bc \quad [\sigma_c]_{58^\circ} &= 25 \text{ ''} \end{aligned}$$

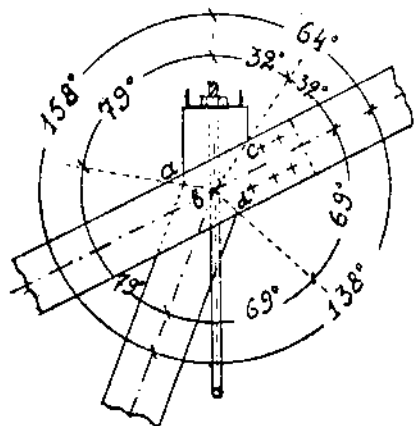


Рис. 120.

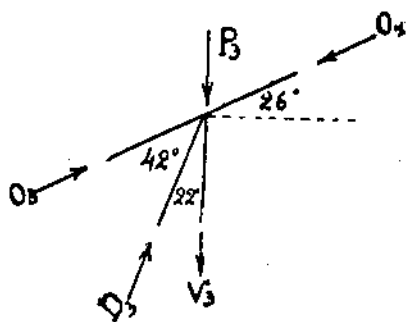


Рис. 120а.

Величина рабочих площадок:

$$F_{ab} = \frac{20}{2 \cos 11^\circ} \cdot 5 \cdot 2 = 102 \text{ см}^2;$$

$$F_{bd} = \frac{20}{2 \cos 21^\circ} \cdot 5 \cdot 2 = 108 \text{ см}^2;$$

$$F_{bc} = \frac{20}{2 \cos 58^\circ} \cdot 5 \cdot 2 = 190 \text{ см}^2.$$

Фактические напряжения в площадках:

$$[\sigma_c]_{ab} = \frac{5500}{102} = 54 < 76 \text{ кг/см}^2;$$

$$[\sigma_c]_{bd} = \frac{3500}{108} = 32 < 58 \text{ ''}$$

$$[\sigma_c]_{bc} = \frac{1200}{190} = 6,3 < 25 \text{ ''}$$

Расчет прикрепления прокладки делается на усилие, равное разности усилий в панелях смежных поясов.

## § 85. Врубка „ножницы“

Врубка эта применяется для узлов ферм со сжатым раскосом и растянутой стойкой, причем усилие от раскоса передается непосредственно поясу и стойке. Для этого необходимо два дублированных элемента узла. На рис. 121 показаны два типа узлов:

- 1) с удвоенным раскосом и стойкой,
- 2) с удвоенным раскосом и поясом.

Раскос входит между поясом и стойкой, врубаясь половиной сечения в стойку, а другой половиной в пояс.

Одно время применялись биссектрисные ножничные врубки, т. е. врубка раскосов в пояс осуществлялась по биссектрисе угла между ними, врубка раскосов в стойку по биссектрисе угла между раскосом и стойкой.

Однако, как показали опыты, эта врубка никаких преимуществ не имеет по сравнению с ортогональными ножницами. При решении верхнего узла фермы на ножничных врубках, усилие от узлового прогона следует передавать доскам пояса на стойке. Направление сминаемых плоскостей в поясных досках и допускаемое напряжение на смя-

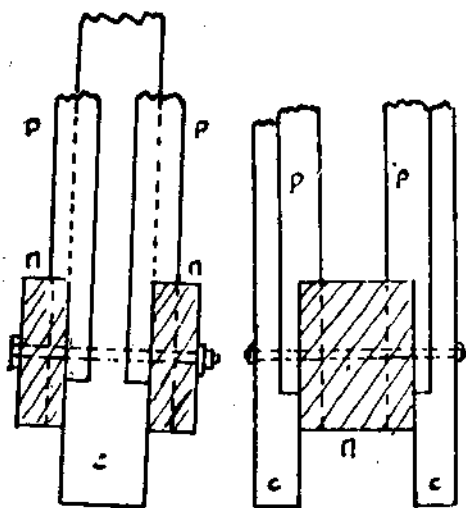


Рис. 121.

тие, в этом случае, определяется направлением равнодействующей поясного и узлового усилия.

## § 86. Примеры

**Пример 1.** Нижний узел фермы решен врубкой „ножницы“. Усилие в смежных панелях нижнего пояса равно  $+12500$  и  $+9700$ ; усилие в стойке равно  $+3200$ ; угол между раскосом и поясом  $52^\circ$  (рис. 122.)

Сечение пояса  $2 \times 7 \times 24$ , сечение стойки  $10 \times 20$ , класс сооружений III, марка леса II.

Очевидно, из условия равновесия узла, следует врубку раскоса в пояс рассчитать на разность усилий в поясе.

Врубку раскоса в стойку следует рассчитать на усилие в стойке.

Расчет врубки раскоса в стойку:

$$[\sigma_c]_{33^\circ} = 35 \text{ кг/см}^2.$$

Уравнение прочности:

$$b_c \cdot 2C_c[\sigma_c]_a = 3200,$$

где  $b_c$ —ширина стойки,  
 $C_c$ —глубина врезки в стойке,  
 откуда

$$C_c = \frac{3200}{20 \cdot 35 \cdot 2} = 2,3 \text{ см};$$

принимаем 3,0 см.

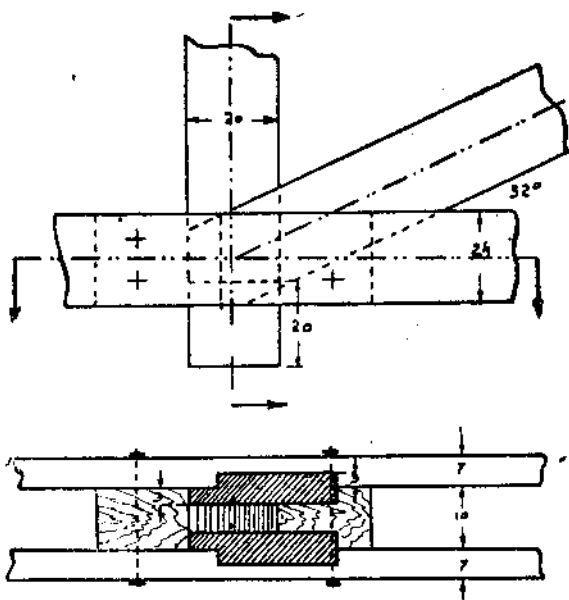


Рис. 122.

Глубина врубки в поясе. Разность усилий=2900 кг;

$$[\sigma_c]_{32^\circ} = 23 \text{ кг/см}^2.]$$

Уравнение прочности

$$2h_n C_n [\sigma_c]_a = 2900,$$

где  $h_n$ —высота пояса,  
 $C_n$ —глубина врезки раскоса в пояс;  
 откуда

$$C_n = \frac{2900}{2 \cdot 24 \cdot 23} = 2,6 \text{ см};$$

принимаем 3 см.

Проверка стойки на скалывание

$$l_t = \frac{N}{2b_c[t]} = \frac{3200}{2 \cdot 12 \cdot 20} = 8 \text{ см}.$$

На практике лучше взять  $7 C_0$ , т.е. семикратную глубину врезки.

Проверка стойки на разрыв:

$$[\sigma_+] = \frac{3200}{20(16-6)} = 40 < 100$$

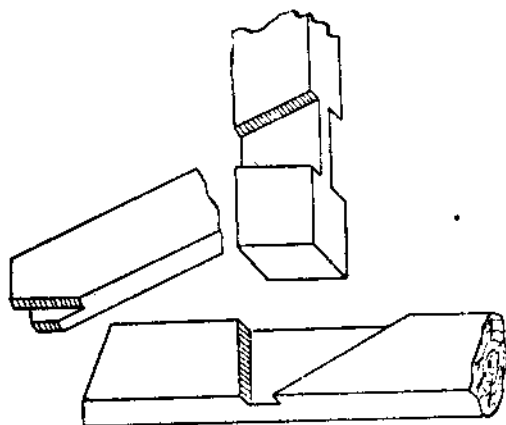


Рис. 122а.

Проверка сечения нижнего пояса:

$$[\sigma_+] = \frac{12500}{2(24 \cdot 4)} = 65 < 100.$$

**ПРИМЕЧАНИЕ.** При решении раскоса из одного элемента приходится в конце перейти к двум наконечникам (часто из дуба) для увеличения допускаемых напряжений для раскоса под углом, как показано на рис. 124.

**Пример 2.** Верхний угол фермы решен ножничной врубкой с дубовыми наконечниками (рис. 126).

Сечение элементов: пояс =  $2 \times 24 \times 7$

стойка =  $12 \times 20$ ;

подкос =  $20 \times 20$ ;

дубовый наконечник  $2 \times 7 \times 20$ ;

узловая нагрузка прогона = 3800 кг;

разность усилий в поясе = 9000 кг;

усилие в стойке = + 7200 кг;

угол между раскосом и поясом =  $40^\circ$ ;

угол между стойкой и раскосом =  $44^\circ$ .

Графическим или аналитическим путем определяем величину и направление равнодействующей всех сил, сходящихся в узле, для чего строим многоугольники сил (рис. 123а).

$$R = \sqrt{3,8^2 + 9^2 - 2 \cdot 9 \cdot 3,8 \cdot \cos 96^\circ} \approx 10,2 \text{ т.}$$

Угол между равнодействующей и поясом по теореме синусов

$$\frac{\sin x}{\sin 96^\circ} = \frac{3,8}{10,2} = 0,373;$$

$$\sin x = 0,373 \cdot 0,995 = 0,36;$$

$$x = 21^\circ.$$

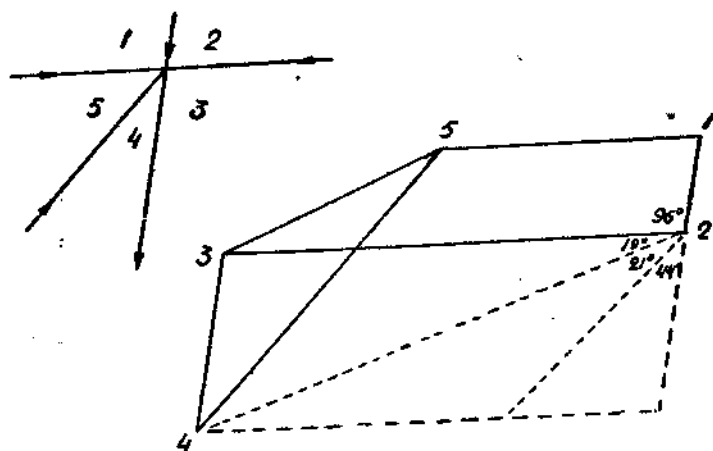


Рис. 123а.

Для расчета полезно построить график углов между элементами (рис. 123б).

Расчет врубки подкоса в поясе. Сминающее усилие 10,2 т. Допускаемые напряжения:

пояс (сосна)

$$[\sigma_c]_{21} = 58 \text{ кг/см}^2;$$

дуб. наконечн.

$$[\sigma_c]_{19} = 93 \text{ кг/см}^2.$$

Глубина врезки определяется из условия смятия слабого материала, т. е. сосны поясных досок:

$$C_n = \frac{R_c}{2b_n[\sigma_c]_x \cos \alpha} =$$

$$= \frac{10\,200}{2,20 \cdot 58} = 4,0 \text{ см.}$$

$$\frac{10\,200}{0,934}$$

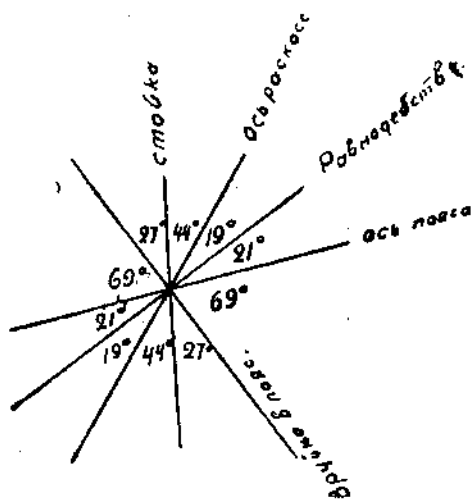


Рис. 123б.



Расчет врубки подкоса в стойку.

Допускаемые напряжения:

$$\begin{aligned} \text{дубовые наконечники} & - [\sigma_c]_{дд} = 60 \text{ кг/см}^2; \\ \text{стойки} & [\sigma_c] = 80 \text{ кг/см}^2. \end{aligned}$$

Глубина врубки определяется из условия смятия дубовых наконечников, которые в данном сопряжении слабее сосны.

$$C_c = \frac{V_c}{2b_c[\sigma_c]} = \frac{7200}{2 \cdot 20 \cdot 60} = 3,00 \text{ см.}$$

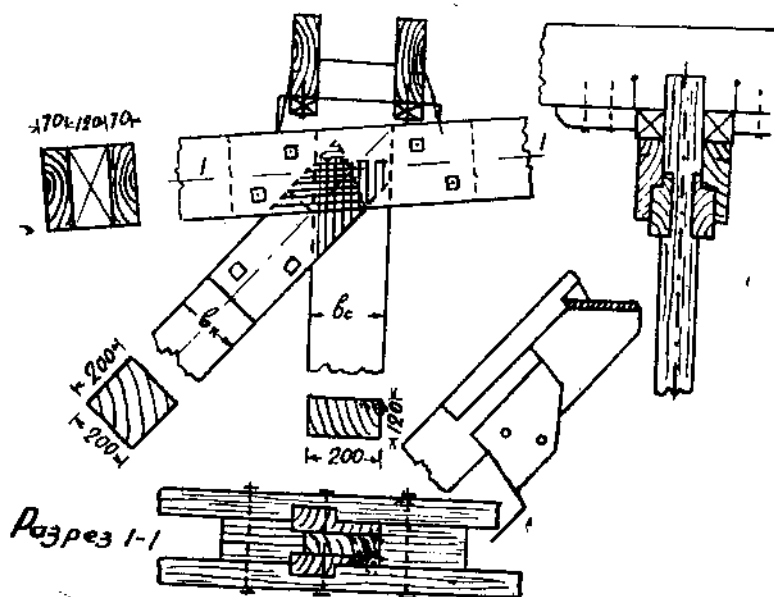


Рис. 124.

Длина скалываемой части стойки должна быть

$$l_t = \frac{N_+}{2b[\tau]} = \frac{7200}{12 \cdot 2 \cdot 20} = 15 \text{ см.}$$

Принято  $l_t = 20 \text{ см.}$

Проверка сечения стойки на разрыв:

$$[\sigma_+] = \frac{7200}{20(12 - 2,3)} = 60 < 110.$$

## КОНСТРУКЦИЯ И РАСЧЕТ КРЫШ

## § 87. Составные части крыши

Крыша служит совместно с наружными стенами для защиты здания от атмосферных влияний.

В зданиях промышленного типа, где чаще всего отсутствует чердачное перекрытие, крыша имеет целью также сохранять тепло.

Составные части крыши являются: несущая конструкция и кровля.

Несущая конструкция является основной, на которой покоится кровля. Она состоит из обрешетки (продольной и поперечной), прогонов и стропил.

В бесчердачных зданиях кровля состоит из следующих элементов, согласно классификации ЦНИПС:

- а) защитного слоя, предохраняющего водоизоляционный слой от воздействия атмосферных факторов или механических повреждений;
- б) водоизоляционного слоя—основного изолятора здания от атмосферных факторов или механических повреждений;
- с) подготовительного слоя, способствующего сохранности и лучшей работе водоизоляционного слоя;
- д) термоизоляционного слоя, защищающего здание от внешних температурных воздействий;
- е) пароизоляционного слоя, предохраняющего термоизоляционный слой от увлажнения изнутри.

**ПРИМЕЧАНИЕ.** Отдельные элементы, составляющие кровлю, могут отсутствовать в других конструкциях может добавиться вентиляционный слой

В гражданских сооружениях чаще всего устраивают чердачное перекрытие, в этом случае последние два элемента кровли, а именно: термоизоляционный и пароизоляционный слой устраиваются при чердачном перекрытии. В настоящей главе нами рассматривается в основном несущая конструкция крыши.

## § 88. Элементы несущей конструкции

В зависимости от материала водоизоляционного слоя кровлю поддерживает продольная и поперечная обрешетка или только продольная.

Продольная обрешетка идет вдоль крыши параллельно коньку. Поперечная—перпендикулярно коньку. Продольные элементы, поддерживающие поперечную обрешетку, называются прогонами. При небольших расстояниях между стропилами поперечная обрешетка и прогоны могут отсутствовать.

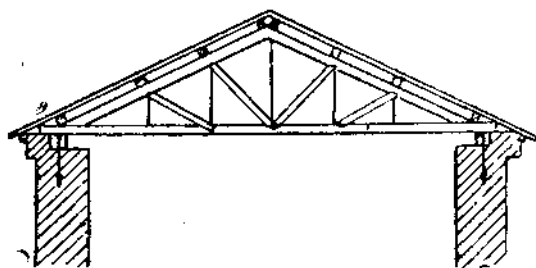
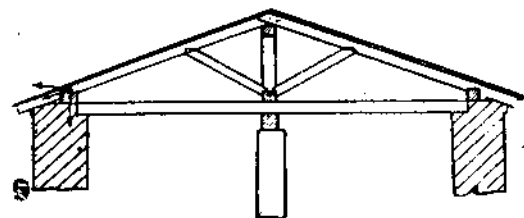


Рис. 125.

Наслонные стропила—те, в которых ноги опираются не только на стены, но также на промежуточные опоры в виде внутренних стен, стоек, столбов. Стропила эти в общем случае передают на стены, кроме вертикальных составляющих давлений, также горизонтальные, или, как обыкновенно называют,—распор. Стропила эти являются экономичными и осуществимы при наличии промежуточных опор и небольших пролетов.

Висячие стропила висят только на стенах, в большинстве случаев имеют затяжку, воспринимающую растягивающую силу, а несущим стенам передают только вертикальную нагрузку (рис. 125).

## § 89. Нагрузки

Нагрузка бывает двух видов: постоянная и временная или полезная.

Постоянная нагрузка состоит из:

- 1) собственного веса водоизоляционного слоя,
- 2) собственного веса подготовительного слоя и обрешетки,
- 3) собственного веса термоизоляционного слоя,
- 4) собственного веса стропильной конструкции.

Собственный вес некоторых материалов приводим в следующей таблице:

№№	Род материалов	Единица	Вес	№№	Род материалов	Единица	Вес
1	Дерево сосновое			9	Смазка (глино-опилки 60 проц. опилок)	куб. м	840
	в. с.	куб. м	500				
	п. с.	"	550	10	Смазка глино-солом	"	700
	сырое	"	600				
2	Опилки	"	200	11	Кров. железо	кв. м	6
3	Трелея	"	600	12	Толь, рубероид	"	4
4	Сфагнум	"	200	13	Войлок	"	2
5	Соломит	"	250	14	Черепица	"	60
6	Торфоплиты	"	300	15	Шифер, этернит	"	25
7	Фибролит	"	450	16	Гонт и тес	"	25
8	Ксилолит	"	600				

При выборе элементов обрешетки без расчета вес одного квадратного метра кровли с обрешеткой может быть ориентировочно взят из следующей таблицы.

В этой таблице даем также средние уклоны крыши в зависимости от материала, причем необходимо заметить, что на практике часто путают под'ем с уклоном.

Под'емом называется отношение стрелы под'ема двускатных крыш ко всему пролету. Уклоном называется отношение стрелы под'ема к полупролету, или тангенс угла, образованного скатом с горизонтом. Очевидно, что под'ем в два раза меньше уклона.

Тип кровель

Род кровли	Вес на 1 кв. м кровли	Вес на 1 кв. м проекции	Под'емы		Уклоны	Угол наклона ската к горизонту
			от	до		
Железная кровля	25	30	1/4	1/8	1/2—1/4	26°30'—14°
Черепичная "	80	100	1/2	1/8	1—1:1,5	45°—33°40'
Толевая или рубер.	30	35	1/10	1/20	1/5—1/10	21°20'—5°50'
Толевая	40	50	1/2	1/8	1—1:1,5	45°—33°40'
Этернитовая	40	50	1/3	1/8	1:1,5—1	33°40'—18°20'
Гонтовая	40	50	1/2	1/8	1—1:1,5	45°—33°40'
Гольцементная		200		1/10	1:50	1°10'

## § 90. Собственный вес стропильных ферм

Собственный вес стропильных ферм с поковкой и связями может быть принят для предварительных расчетов по опытной формуле, а именно: вес фермы, отнесенный к одному квадратному метру перекрываемой площади  $g_{cs} = L$  до  $1,25L$  (при отсутствии подвесного потолка);

$g_{cs} =$  от  $1,25L$  до  $1,50L$  (при наличии подвесного потолка), где  $L$ —пролет фермы в метрах, а вес в килограммах.

По Т. У. и Н. рекомендуется пользоваться для определения собственного веса ферм весовыми коэффициентами  $K_{cs}$ , характеризующими экономическое использование материала.

Весовой коэффициент, а также собственный вес конструкций, определяется по формулам

$$K_{cs} = \frac{1000g_{cs}}{pL} = \frac{1000g_{cs}}{(p_1 + g)L}; \quad (193)$$

$$g_{cs} = \frac{p' + g}{\frac{1000}{K_{cs}L} - 1}, \quad (194)$$

где  $L$ —пролет в метрах,

$P$ —полная расчетная нагрузка в  $кг/м$  горизонтальной проекции,

$p'$ —временная нагрузка,

$g$ —постоянная нагрузка,

причем в среднем весовые коэффициенты имеют следующее значение:

Тип фермы	Значение $K_{cs}$
Треугольн. фермы	4—5
Прямоугольные "	4—6
Полигональные "	3,5—5
Сегментные "	2,5—3

В нормах даны также графики зависимости собственного веса конструкции от полезной нагрузки пролета и весового коэффициента.

При подвесных чердачных перекрытиях собственный вес  $1 кв. м$  перекрытия с утеплением и штукатуркой можно принять от  $150$  до  $200 кг/м^2$ .

## § 91. Временная нагрузка

а) Вес человека с инструментами принимается в 80 кг, считая его передающимся одной доске или бруску, причем эта нагрузка принимается в расчет только поперечной и продольной обрешетки. При расчете конструкции эта нагрузка в расчет не принимается.

При двухслойном настиле (рабочем и косом защитном) груз  $P = 80$  кг условно распределяется на ширину 0,50 м.

б) Снег. Давление снега, как известно, зависит от географического положения местности, высоты над уровнем моря и уклона крыши. До последнего времени существовали нормы, учитывавшие эти факторы. По новейшим Союзным Нормам снеговые нагрузки в  $кг/м^2$  горизонтальной проекции покрытия определяются в зависимости от средней максимальной толщины снегового покрытия на земле, установленного за ряд лет по наблюдениям в конце зимы.

В основу исчисления силовых нагрузок положена формула

$$K_{max} = 1,6h,$$

где  $K_{max}$  — наибольшая снеговая нагрузка в килограммах на квадратный метр горизонтальной проекции крыши при угле наклона ската от 20 до 30°,

$h$  — высота снегового покрова на земле в сантиметрах. Эти данные надо получить в ближайшем метеорологическом пункте.

Таблица снеговых нагрузок

№ района	Высота снегового покрова в см	Снеговая нагрузка в $кг/м^2$ гориз. проекции									
		При углах наклона ската								При подъеме цилиндрич. покрытия	
		0	10	20	30	35	40	45	50	$\frac{f}{L} < \frac{1}{6}$	$\frac{f}{L} > \frac{1}{6}$
0	Район без устойчивого покрова.	25	25	25	25	25	25	25	0	25	25
1	При высоте покрова . . . . .										
	$h \leq 30$ см	40	45	50	50	40	30	25	0	30	25
	$h \leq 60$ см	80	90	100	100	80	60	40	0	60	40
	$h > 60$ см	120	135	150	150	120	90	60	0	90	60

Более подробные данные — в приложенной выписке из норм.

## Ветровая нагрузка

Ветровые нагрузки также недавно пересмотрены. Нагрузка ветра определяется по формуле:

$$P_s = Kq,$$

где  $P_s$ —давление ветра в  $кг/м^2$ , нормальное к воспринимаемой поверхности. Это давление считается положительным, когда оно направлено внутрь сооружения, и отрицательным, когда оно направлено наружу;

$K$ —коэффициент обтекания, зависящий от формы и положения, подверженного ветру, объекта. Величины этого коэффициента приведены в таблице;

$q$ —наибольшее давление в  $кг/м^2$  при направлении воздушного потока нормально к поверхности. Это давление представляет по величине напор ветра, соответствующий наибольшей для данного места расчетной скорости ветра.

Для сооружений высотой до 20 метров ветровая нагрузка принимается постоянной, равномерно приложенной по высоте. Значения  $K$  даны в соответствующих нормах.

Таблица значений  $q$  (скоростного напора)

№№	Районы СССР	Степень защищенности для сооружений		
		Стоящих на открытых местах	В селен., на окр. городов и среди редкой растительности	В городах среди крупной застройки и густой растительн.
1	Прибрежная полоса Черного моря длиной 100 км с центром у Новороссийска . . . . .	100	70	50
2	Побережья морей и низовья рек (за исключением Азовского моря и Финского залива) . . . . .	70	50	35
3	Вся территория СССР за исключением указанных в пунктах 1 и 2.	45	30	20

ПРИМЕЧАНИЕ. Для уклона крыши до 30° давлением ветра можно пренебречь.

## § 92. Расчет обрешетки

Как уже говорилось выше, в общем случае имеем систему двух обрешеток: продольную и поперечную.

При висячих стропилах чаще всего имеем узловую нагрузку прогонов, по которым укладывается поперечная обрешетка, а по ней—продольная.

При наклонных системах стропил чаще всего имеем только продольную обрешетку. Роль поперечной обрешетки выполняют сами стропила.

Продольная обрешетка бывает однослойная и двухслойная. Последняя употребляется часто при утеплении из войлока, шевелина, прокладываемого между настилами.

В покрытиях значительных пролетов рекомендуется применение перекрестных или косых настилов. Последний называется также защитным настилом и используется в виде надежной основы под рубероидные и гольцементные кровли.

Для примера рассмотрим систему обрешетки, показанную на чертеже (рис. 126 и 126а).

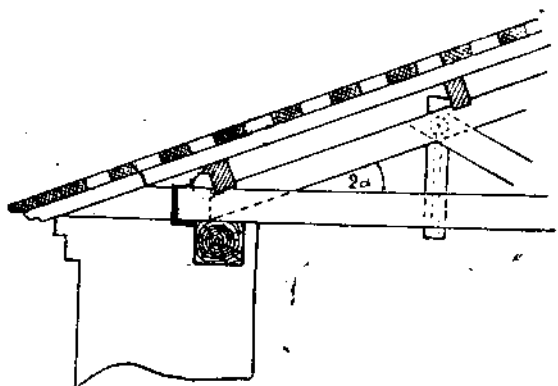


Рис. 126.

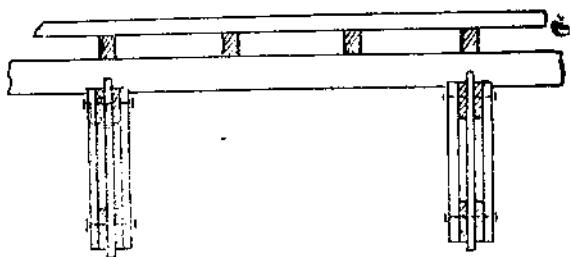


Рис. 126а.

### § 93. Расчет продольной обрешетки

Ввиду того, что давление на обрешетку не лежит в плоскости одной из главных осей, то имеем случай косоугольного изгиба.

Действующую силу  $Q$  разложим по направлениям главных осей; тогда, очевидно, нормальная и касательная составляющая будет:

$$Q_n = Q \cos \alpha;$$

$$Q_t = Q \sin \alpha.$$

Момент, вызываемый каждой силой относительно соответственной оси:

$$M_x = Q_n \frac{l}{8}; \quad M_y = \frac{Q_t l}{8}.$$

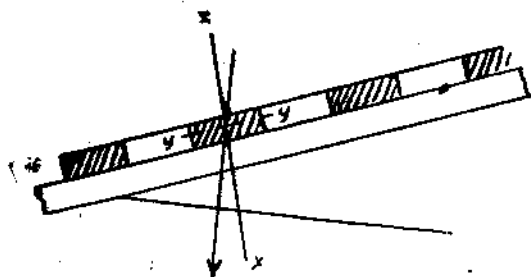


Рис. 127.



Соответственные напряжения будут:

$$\sigma_x = \frac{M_x}{w_x}; \quad \sigma_y = \frac{M_y}{w_y}.$$

Так как в I и III четверти напряжения одноименны и суммируются, то

$$\sigma = \frac{M_x}{w_x} + \frac{M_y}{w_y},$$

или, после преобразования:

$$\sigma w_x = M_x + CM_y \frac{w_x}{w_y}. \quad (196)$$

Заменив отношение  $\frac{w_x}{w_y}$  коэффициентом  $C$ , получим

$$\sigma w_x = M_x + CM_y. \quad (197)$$

Очевидно отношение моментов сопротивлений прямоугольного бруса пропорционально высотам, т. е.

$$\frac{w_x}{w_y} = \frac{h}{b} = C. \quad (198)$$

Задавшись коэффициентом  $C$ , получим необходимое сечение.

Обычно для продольной обрешетки применяют бруски с отношением  $h:b=1$ , т. е.  $C=1$ . Для прогонов применяют часто брус с отношением  $\frac{h}{b} = \frac{7}{5}$ , т. е.  $C=1,4$ .

Таким образом, при  $C=1$

$$w_x = M_x + \frac{M_y}{\sigma},$$

или 
$$\frac{h^3}{6} = w_x; \quad h = b = \sqrt[3]{6w}; \quad (199)$$

при  $C=1,4$

$$w_x = \frac{M_x + 1,4M_y}{\sigma}, \quad (200)$$

или, как уже нами было выведено,

$$h = 2\sqrt[3]{w}.$$

При проверке на прогиб разрешается учитывать неразрезность балки в двух пролетах.

Для нашего примера расчет ведем по двум возможным комбинациям нагрузок, а именно:

1 комбинация: собственный вес  $\dagger$  снег.

2 комбинация: собственный вес  $\dagger$  вес человека.

**ПРИМЕЧАНИЕ.** Вес человека и снега совместно не учитывается, так как такая комбинация нагрузок бывает очень редко, и при редко встречающейся нагрузке допускаемое напряжение может быть увеличено на 20 проц.

### Подсчет нагрузок

Соб. вес железной кровли (по таблице)  $6 \text{ кг/м}^2$

Соб. вес прод. обрешетки (ориентир.)  $10 \text{ кг/м}^2$

Итого на  $1 \text{ м}^2 = 16 \text{ кг/м}^2$

Вес снега при высоте снежного покрова  $50 \text{ см}$ :

$$P_s = 1,6h = 50 \cdot 1,6 = 80 \text{ кг},$$

а на  $1 \text{ кв. м}$  ската:

$$80 \cdot \cos \alpha = 76 \text{ кг}.$$

1 комбинация (собственный вес и снег). Давление на  $1 \text{ м}^2$  кровли:

$$76 + 16 = 92;$$

на  $1$  брусочек:

$$92 : 4 = 23.$$

Следовательно,  $Q = q_s l, 23 \cdot 1,33 = 30 \text{ кг}$ ;

$$Q_n = 30 \cdot 0,95 = 28,5 \text{ кг};$$

$$Q_p = 30 \cdot 0,31 = 10 \text{ кг};$$

$$M_x = \frac{Q_n l}{8} = \frac{28,5 \cdot 1,33}{8} = 473 \text{ кг. м};$$

$$M_y = \frac{Q_p l}{8} = \frac{10 \cdot 1,33}{8} = 166 \text{ кг. м};$$

$$W_x = \frac{M_x + cM_y}{\sigma} = \frac{473 + 166}{110 \cdot 0,9} = 6,4 \text{ см}^3;$$

$$h = b = 1,82 \sqrt[3]{6,4} = 3,5 \text{ см}.$$

2 комбинация. Вес человека равен  $80 \text{ кг}$ . Соб. вес на  $1$  брусочек  $\frac{16}{4} = 4 \text{ кг}$ ,

$$P_n = P \cos \alpha = 80 \cdot 0,95 = 76 \text{ кг};$$

$$P_p = P \sin \alpha = 80 \cdot 0,31 = 25 \text{ кг}.$$

Моменты от собственного веса составляют от ранее вычисленных отношение  $\frac{16}{92} = 0,174$ .

Моменты суммарные:

$$M_x = 473 \cdot 0,174 + \frac{76 \cdot 1,33}{4} = 82 + 2530 = 2612 \text{ кг. м};$$

$$M_y = 166 \cdot 0,174 + \frac{25 \cdot 1,33}{4} = 29 + 830 = 859 \text{ кг. м};$$

$$W_x = \frac{M_x + cM_y}{\sigma} = \frac{2612 + 859}{110 \cdot 0,9} = 34,7 \text{ см}^3;$$

$$h = b = 1,82 \sqrt[3]{34,7} = \sim 6 \text{ см}.$$

Прививаем бруски размером  $6 \times 6 \text{ см}$ .

ПРИМЕЧАНИЕ. Как видно из приведенного расчета невыгодной комбинацией является при расчете продольной обрешетки вес собственный + вес человека.

## § 94. Расчет поперечной обрешетки

Ввиду частого расположения продольных обрешетин, поперечную обрешетку рассчитываем, как нагруженную равномерно-распределенной нагрузкой.

Разложив вертикальное давление на нормальное и касательное направление, получим, что нормальная составляющая вызывает изгиб, а касательная составляющая, действующая нормально продольной оси, вызывает центральное сжатие (рис. 128).

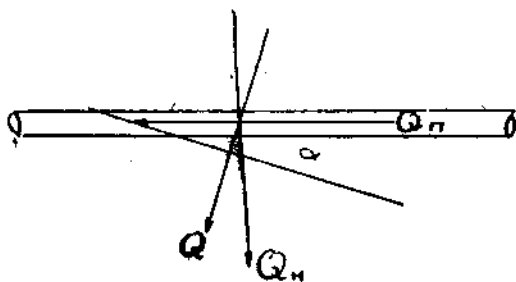


Рис. 128.

Вторая составляющая оказывает ничтожное влияние на величину напряжений, и на практике ею пренебрегаем.

Надо оговориться, что вследствие жесткого и частого закрепления поперечных обрешетин продольными, продольного изгиба учитывать нет надобности.

Расчет ведем также по обеим комбинациям.

В нашем случае:  $\alpha = 18^\circ$ ;  $l = 2,70$  м.

1 комбинация (собственный вес и снег).

Соб. вес (из таблицы)	$25 \cdot 1,33 =$	$33 \text{ кг/м}$
Снег (по предыдущему)	$76 \cdot 1,33 =$	$101 \text{ "}$
Итого.		$134 \text{ кг/м}$

$$q_n = q \cos \alpha = 134 \cdot 0,95 = 127 \text{ кг/м}$$

$$M_{\max} = \frac{127 \cdot 2,7^2}{8} = 116 \text{ кг/м}$$

$$W = \frac{11600}{110 \cdot 0,9} = 116 \text{ см}^3.$$

Задаваясь шириной, получим высоту или при отношении  $b : h = 5 : 7$ , имеем по предыдущему:

$$h = 2\sqrt[3]{w} = 2\sqrt[3]{116} = \sim 10 \text{ см}; \quad b = 7 \text{ см}.$$

2 комбинация.

Соб. вес (по предыдущему)	$25 \cdot 1,33 =$	$33 \text{ кг.}$
Вес человека с инструментами—		$80 \text{ "}$

Нормальные составляющие:

$$q_n = 33 \cdot \cos \alpha = 23 \cdot 0,95 = 31 \text{ кг}$$

$$P_n = 80 \cdot \cos \alpha = 80 \cdot 0,95 = 76 \text{ кг}$$

$$M_{max} = \frac{31 \cdot 2,7^2}{8} + \frac{76 \cdot 2,7}{4} = 28 + 51 = 79 < 116.$$

Таким образом, 1 комбинация оказывается более невыгодной, и она является расчетной.

Проверка на прогиб.

При расчете поперечной обрешетки, как однопролетной балки, при допуске прогиба  $\frac{1}{300}$  имеем:

$$I = 1,2 Q l^2 \cdot 300 = 360 \cdot (0,127 \cdot 2,7) 2,7^2 = 895 \text{ см}^4;$$

$$h = 2\sqrt[4]{I} = 2\sqrt[4]{895} = 11 > 10 \text{ см}; b = 8 \text{ см}.$$

Принимаем сечение  $8 \times 11$ .

При неразрезной поперечной обрешетке проверка на прогиб не требуется.

## § 95. Расчет прогона

Прогоны для экономии древесины рекомендуется проектировать консольно-балочной системы. Для пролетов до 4,5 м можно пользоваться обычными схемами консольных балок типа Гербера, или, как они называются, равномоментными балками. При больших пролетах, ввиду трудности получения требуемой длины брусьев, рационально применять равнопрогибные балки. Как уже ранее было сказано (в отделе балок), для этих балок применяют спаренные прогоны из досок с шахматным (цепным) расположением шарниров, сбитых гвоздями.

Консольно-балочные прогоны проектируются обыкновенно одинакового сечения по всей длине. Длина консоли составляет для равномоментных—0,146  $l$ , для равнопрогибных—0,211  $l$ .

Ввиду того, что в крайних пролетах моменты имеют несколько большие значения, чем в средних, рекомендуется расстояние крайних ферм от торцовых стен проектировать на 20 проц. меньше расстояния между промежуточными фермами.

Прогон рассчитывается, как продольная обрешетка, т. е. на косой изгиб от действия нормальной и касательной составляющей.

Однако, при наличии двухслойного настила, как чаще всего применяется при толевых и рубероидных кровлях, ввиду хорошего скрепления досок настила с прогонами можно не учитывать составляющую нагрузку вдоль ската и в таких случаях расчет прогона сводится к расчету на простой изгиб от действия нормальной составляющей.

При расчете прогона невыгодной оказывается 1 комбинация нагрузок.

Для нашего случая примем утепление между прогонами, состоящее из фибролитовых плит по сплошному накату из 5 см досок или горбылей.

## Нагрузки на прогон

Постоянная нагрузка от кровли с обрешеткой:

$$25 \cdot 2,70 = 68 \text{ кг.}$$

Соб. вес прогона (ориентировочно)  $0,14 \cdot 0,2 \cdot 600 = 17$

Вес утепления с настилом . . . . . 60

Итого постоянная . . . . . 145 кг

Вес снега  $80 \cdot 0,95 \cdot 2,70 =$  205

Итого . . . . . 350 кг

**ПРИМЕЧАНИЕ.** При наличии настила для утепления между прогонами, что создает жесткую диафрагму в продольном направлении, можно также не учитывать составляющую параллельную скату. Для общего случая однако учитываем косой изгиб.

При равномоментных прогонах, как известно, расчетные моменты определяются по формуле:

$$M_{max} = 0,0625 q l^2;$$

$$q_n = q \cos \alpha = 350 \cdot 0,95 = 332 \text{ кг};$$

$$q_{\perp} = q \sin \alpha = 350 \cdot 0,31 = 108 \text{ кг};$$

$$M_x = \frac{332 \cdot 4^2}{16} = 332 \text{ кг/м};$$

$$M_y = \frac{108 \cdot 4^2}{16} = 108 \text{ кг/м};$$

$$W_x = \frac{M_x + C M_y}{\sigma} = \frac{(332 + 1,4 \cdot 108) 100}{110 \cdot 0,9} = 483 \text{ см}^3$$

Принято нами  $C = 1,4$ .

$$h = 2 \sqrt[3]{W} = 2 \sqrt[3]{483} = \sim 16 \text{ см};$$

$$b = 0,7 h = \sim 12 \text{ см.}$$

Принято сечение  $12 \times 16$ .

Проверка на прогиб.

В двуконсольной балке:

$$I_x = \frac{12 \cdot 16^3}{12} = 4096 \text{ см}^4;$$

$$I_y = \frac{16 \cdot 12^3}{12} = 2304 \text{ см}^4;$$

$$f_y = \frac{0,0052 q l^4}{EI} = \frac{0,0052 \cdot 322 \cdot 4^4 \cdot 100^3}{1,1 \cdot 10^5 \cdot 4096} = 0,98 \text{ см};$$

$$f_x = (\text{пропорционально}) = \frac{0,98 \times 108 \times 4096}{332 \times 2304} = 0,5 \text{ см};$$

$$f_{\text{сум}} = \sqrt{0,98^2 + 0,5^2} = 1,1 < \frac{1}{300} \cdot 400.$$

## § 96. Расчет двойного настила

Иногда употребляют настил из двух параллельных слоев досок, особенно при утеплении войлоком, который укладывается тогда между ними. В таком случае, в восприятии изгибающих сил будут участвовать оба настила как верхний, так и нижний.

Ввиду того, что оба ряда досок соприкасаются между собою по всей ширине, то прогиб, очевидно, обоих настилов должен быть одинаковым.

Пусть вся нагрузка будет  $g$  на 1 кв. м; часть этой нагрузки  $g_1$  передается верхнему настилу,  $g_2$ —нижнему настилу. В силу равенства прогибов можно написать:

$$f = \frac{5}{384} g_1 \frac{l^4}{EI_1} = \frac{5}{384} g_2 \frac{l^4}{EI_2},$$

откуда

$$\frac{g_1}{g_2} = \frac{I_1}{I_2}. \quad (201)$$

Так как при одинаковой ширине моменты инерции пропорциональны кубу толщин, то можем написать:

$$\frac{g_1}{g_2} = \frac{I_1}{I_2} = \frac{h_1^3}{h_2^3}. \quad (202)$$

Прибавим наше первое основное уравнение:

$$g = g_1 + g_2. \quad (203)$$

Решая эти уравнения относительно  $g_1$  и  $g_2$ , находим:

$$g_1 = \frac{gh_1^3}{h_1^3 + h_2^3}. \quad (204)$$

$$g_2 = \frac{gh_2^3}{h_1^3 + h_2^3}. \quad (205)$$

Напряжение в верхнем и нижнем настиле от изгиба определяем по известным формулам. При единичной ширине имеем:

$$\sigma_1 = \frac{M}{W} = \frac{g_1 l^2}{8} \cdot \frac{6}{h_1^2} = \frac{3}{4} \frac{g_1 l^2}{h_1^2}. \quad (206)$$

Заменив  $g_1$  через выражение его по  $g$ , находим:

$$\sigma_{11} = \frac{3}{4} \frac{gh_1^3 l^2}{(h_1^3 + h_2^3) h_1^2} = \frac{3}{4} \frac{gh_1 l^2}{h_1^3 + h_2^3}. \quad (207)$$

По аналогии для нижнего настила можем написать:

$$\sigma_{11} = \frac{3}{4} \frac{gh_2 l^2}{h_1^3 + h_2^3}. \quad (208)$$

Сравнив выражение напряжений для верхних и нижних настилов, видим, что они пропорциональны толщине настила. Таким образом нет надобности проверять напряжения в обоих настилах, и достаточно определить их для более толстого из них. При одинаковой толщине настилов, очевидно, нагрузка распределится между ними пополам, и напряжение в них будет одинаково.

## § 97. Расчет наслонных стропил

Наслонные стропила, в зависимости от материала кровли, укладываются на расстоянии 1,5—2 м. По ним непосредственно прибивается продольная обрешетка, несущая кровлю. Стропила, таким образом, представляют собою в расчетном отношении

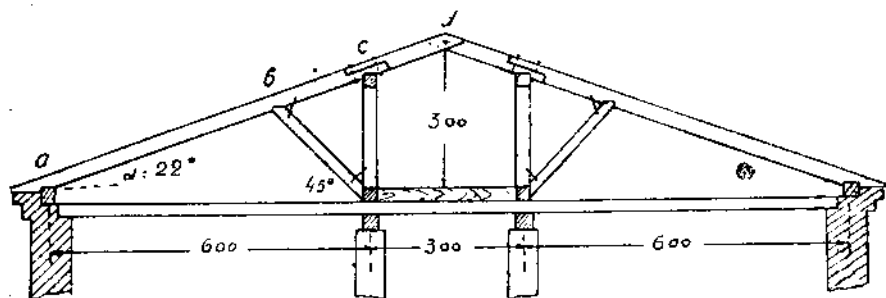


Рис. 129.

поперечные обрешетины. Неразрезностью обыкновенно пренебрегают. На рис. 129 дан часто встречающийся тип наслонных стропил. Продольные прогоны поддерживают стропила, а сами прогоны опираются на ряд стоек, поставленных через 4,00 м. Стойки попарно связаны диагональными схватками, придающими конструкции продольную жесткость. Подкосы *bf* поддерживают каждую стропильную ногу для уменьшения расчетного пролета.

Как уже говорилось, при расчете поперечной обрешетки расчетной нагрузкой является собственный вес  $\perp$  вес снега.

### 1. Подсчет нагрузок

Вес кровли с обрешеткой с весом самих стропил на 1 пог. м:

$$25 \cdot 2 = 50 \text{ кг.}$$

Давление снега (при высоте снежного покрова в 50 см):

$$\cos \alpha \cdot 1,6 \cdot 50 \cdot 2 = 160 \cos \alpha = 160 \cdot 0,93 = 150 \text{ кг,}$$

$$\text{Итого } 200 \text{ кг/м}$$

## 2. Определение геометрических элементов

$$ac = 6 : \cos 22^\circ = 6 : 0,93 = 6,40 \text{ м};$$

$$\frac{ab}{6} = \frac{\sin 45^\circ}{\sin 113^\circ}; \quad ab = \frac{6 \sin 45^\circ}{\sin 113^\circ} = \frac{6 \cdot 0,71}{0,92} = 4,68 \text{ м};$$

$$\frac{bf}{6} = \frac{\sin 22^\circ}{\sin 113^\circ} = 0,4; \quad bf = 2,40 \text{ м};$$

$$cf = 6 \operatorname{tg} 22^\circ = 2,40 \text{ м}.$$

## 3. Определение сечений элементов

Раскладывая силу на нормальную и тангенциальную, находим:

$$q_n = q \cos \alpha = 200 \cdot \cos 22^\circ = 200 \cdot 0,93 = 186 \text{ кг}.$$

Составляющей, параллельной скату, ввиду ничтожного влияния, пренебрегаем.

$$M_{\max} = \frac{q_n l^2}{8} = \frac{186 \cdot 4 \cdot 68^2}{8} = 513 \text{ кг.м} = 51300 \text{ кг. см}.$$

Принимая класс II, марку II, сосну п. с., т.е. коэффициент

$$K = 0,8 \times 0,9 = 0,72, \text{ получим:}$$

$$W = \frac{M}{[\sigma_n]} = \frac{51300}{0,72 \cdot 110} = \sim 640 \text{ см}^3.$$

При круглом сечении

$$W = 0,1d^3 = 640; \quad d = \sqrt[3]{6400} = \sim 19 \text{ см}.$$

При досчатом сечении имеем:

$$W = \frac{bh^2}{6} = 640 \text{ см}^3; \quad \text{при } b = 8 \text{ см}, \quad h = \sqrt{\frac{640 \cdot 6}{8}} = \sim 22 \text{ см}.$$

Проверка на прогиб.

При допускаемом прогибе в  $1/250$  имеем:

$$I = 300Ql^2 = 300 \cdot 0,186 \cdot 4,68 \cdot 4,68^2 = 5768 \text{ см}^4.$$

Для круглых сечений:

$$I = 0,05d^4 = 5768; \quad d = \sqrt[4]{5768 \cdot 20} = \sim 19 \text{ см}.$$

При прямоугольном сечении:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{8 \cdot h^3}{12} = 5768 \text{ см}^4;$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{5768 \cdot 12}{8}} = 21 \text{ см}.$$



Элемент  $bc$  и  $cd$ .

Ввиду меньшего пролета сечение этих элементов может быть меньше. Из конструктивных соображений сечение принимается такое же как  $ab$ .

#### 4. Расчет подкоса

Нагрузка на узел  $C = \frac{200 \cdot 6,4}{2} = 640 \text{ кг}$ .

Разложив силу по направлению подкоса и верхнего пояса (стропильной ноги) из геометрических данных, находим, что усилие в подкосе равно 560 кг (рис. 130).

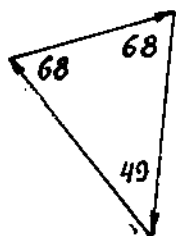


Рис. 130.

Подбор сечения.

$$I = 65 Pl^2 = 65 \cdot 0,56 \cdot 2^2 = 238 \text{ см}^4,$$

или

$$0,05d^4 = 238,$$

откуда

$$d = \sqrt[4]{\frac{238}{0,05}} = \sim 8,5 \text{ см}.$$

Из практических соображений берем сечение  $10 \times 10$ . Сопряжение осуществляется обыкновенной врубкой зубом и, ввиду незначительного усилия, в поверке не нуждается.

#### 5. Расчет стойки

Усилие, приходящееся на узел  $C$ :

$$200 \cdot 2,4 = 480 \text{ кг}.$$

Усилие это передается целиком стойке.

Очевидно, что теоретически сечение стойки может быть меньше сечения подкоса. Однако, из конструктивных соображений, меньше 10 см для элементов не принимается.

Как видно из этого расчета, подкосы и стойки получаются довольно незначительного сечения, и всегда приходится почти принимать сечения, исходя из конструктивных соображений.

### § 98. Подвесные и шпренгельные конструкции

Когда обычные сечения балок недостаточны для перекрытия большого пролета, то для усиления балки поступают, если условия позволяют, двойко, а именно:

1) В одной или нескольких точках балку подвешивают к стойкам, поддерживаемым подкосами, которые в свою очередь

упираются в концы балок. Таким образом получается подвесная система (рис. 131а, 131б, 132а, 132б).

2) Балка снизу подпирается подкосами, опирающимися на стены или в особые стойки. Такая система называется шпренгельной (рис. 133, 134).

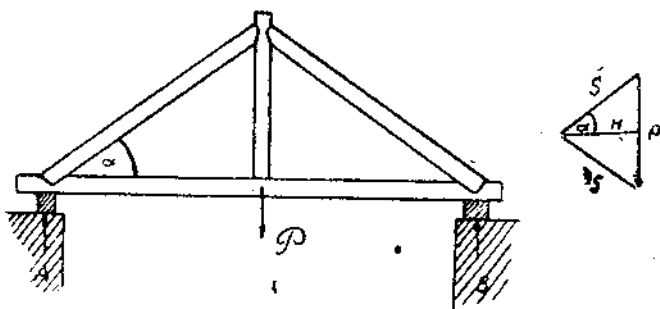


Рис. 131а.

Таким образом, при подвесных системах сила распора или, другими словами, горизонтальная составляющая реакции, создает растягивающую силу затяжки. В шпренгельных же системах, кроме вертикальных давлений на опоры, передаются также горизонтальные.

Расчет подвесных систем производится исходя из предположения, что они представляют собой неизменяемую конструкцию. Такое предположение, конечно, условно и справедливо в отношении простых систем с одной подвеской, так как система, состоящая из 2-х треугольников, представляет собой неизменяемую форму.

При наличии же, например, двух подвесных стоек с горизонтальным ригелем (рис. 132) система изменяема. Таким образом

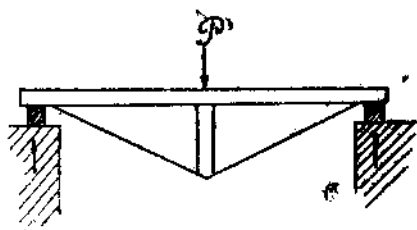


Рис. 131б.

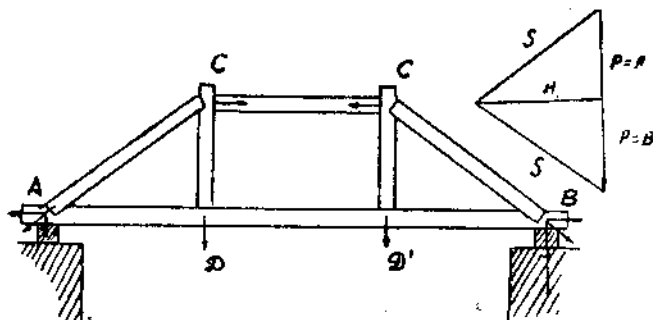


Рис. 132а.

конструкция эта является статически неопределимой и может быть рассчитана исходя из упругих деформаций фермы. Но так как почти всегда как конструктивная схема, так и нагрузки являются симметричными, то с достаточной точностью можно ограничиться приближенным расчетом, который сводится к тому, что силу раскладывают по двум направлениям.

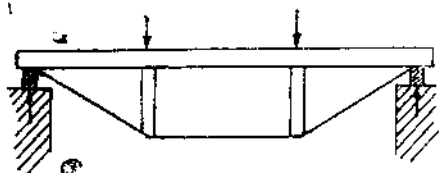


Рис. 132б.

Таким же образом рассчитываются также шпренгельные конструкции.

Подвесная система с одной подвеской (рис. 131а и 131б). При разложении силы  $P$  по направлению обоих подкосов получим:

$$S = \frac{P}{2 \sin \alpha} \quad (209)$$

где  $S$ —усилие в верхнем поясе.

Усилие в затяжке из разложения сил в опорном узле:

$$H = \frac{P}{2} \operatorname{tg} \alpha, \quad (210)$$

где  $H$ —усилие в нижнем поясе.

Усилие в стойке  $V$  зависит от места приложения силы  $P$ , а именно:

- а) при силе  $P$  в верхнем узле  $V=0$ ;
- б) при силе  $P$  в нижнем узле  $V=P$ .

Подвесная система с двумя подвесками (рис. 132). Реакция каждой опоры равна  $P$ .

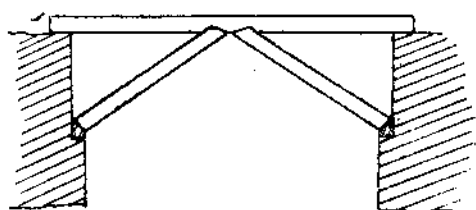


Рис. 133.

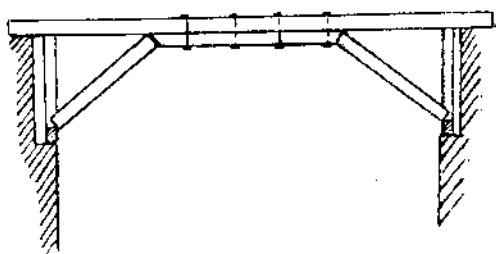


Рис. 134.

По разложению сил получим: усилие в элементе  $AC$

$$= \frac{P}{\sin \alpha}; \quad (211)$$

усилие в элементе  $AD$  и  $DD'$

$$= \frac{P}{\operatorname{tg} \alpha}; \quad (212)$$

усилие в элементе  $CC'$

$$= \frac{P}{\operatorname{tg} \alpha}. \quad (213)$$

Усилие в стойке зависит от того, где приложена сила: в нижнем или верхнем узле.

При равномерно распределенной нагрузке по нижнему поясу, что на практике часто встречается в подвесных системах, нагрузка, передаваемая на стойку, зависит от типа затяжки, а именно:

а) при цельной затяжке реакция на стойку определяется как от неразрезной балки, т. е. при одной стойке  $P = 1,25 ql_1$ ; при двух стойках —  $\frac{11}{15} ql_1$ , где  $l_1$  — пролет полуфермы;

б) при стыке в точке подвески реакция на стойку может быть определена как от разрезной балки.

## § 99. Пример расчета простой подвесной системы

Простая подвесная система поддерживает стропила, расположенные по продольному брусу. Брус в свою очередь опирается на стойки подвесной системы (рис. 135).

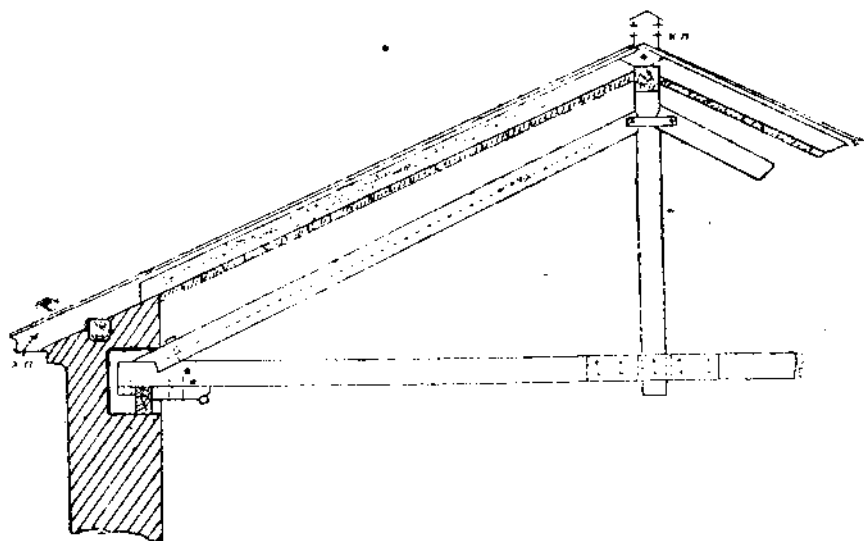


Рис. 135.

Пролет фермы  $L = 9,00$  м.

Высота под'ема  $f = 2,00$  м.

Расстояние между фермами  $b = 4,50$  м.

Утепление по стропилам.

Уклон крыши  $\alpha_1 = 20^\circ$ .

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2,0}{4,5} = 0,445; \quad \alpha = 24^\circ.$$

### Подсчет нагрузок.

Вес кровли и обрешетки	— 25 кг
Вес стропил (ориентировочно)	12 „
Вес утепления (из таблицы)	80 „
<hr/>	
Итого	117 кг,

а на 1 м<sup>2</sup> проекции:

$$\frac{117}{\cos \alpha} = \frac{117}{0,94} = \sim 125 \text{ кг.}$$

$$\text{Давление снега (при } h \text{ покрова} = 50) \frac{1,60 \cdot 50 = 80}{\text{Итого } 205 \text{ кг}}$$

Давление на средний верхний узел составляет по грузовой площади

$$4,5 \cdot 4,5 \cdot 205 = 4150 \text{ кг.}$$

Усилия по разложению сил составляют:  
для верхнего пояса

$$O = \frac{P}{2 \sin \alpha},$$

для нижнего пояса

$$U = \frac{P}{2 \operatorname{tg} \alpha}.$$

Таким образом:

$$\bar{O} = \frac{4150}{2 \cdot 0,41} = 5050 \text{ кг;}$$

$$\bar{U} = \frac{4150}{2 \cdot 0,445} = 4650 \text{ „}$$

### Подбор сечений.

Верхний пояс:

Длина его:  $l = \sqrt{4,5^2 + 2^2} = 4,93 \text{ м.}$

$$I = \frac{65 P l^2}{0,9} = \frac{65 \cdot 5,05 \cdot 4,93^2}{0,9} = \sim 9000 \text{ см}^4.$$

При квадратном сечении:

$$\frac{h^4}{12} = 9000; \quad h = 1,85 \sqrt[4]{9000} = \sim 18 \text{ см.}$$

Принимаем сечение  $18 \times 18 \text{ см.}$

Проверка напряжений.

$$r = 0,289 \cdot 18 = 5,2 \text{ см;}$$

$$i = \frac{l}{r} = \frac{493}{5,2} = 95;$$

$$\varphi = 1 - 0,007 \cdot 95 = 0,325;$$

$$[\sigma]_0 = 0,325 \cdot 100 \cdot 0,9 = 29 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_{\phi} = \frac{5050}{18 \cdot 18} = 16 < 29.$$

**ПРИМЕЧАНИЕ.** Большой запас, на первый взгляд, не должен смущать читателя, так как конструирование опорного узла является одним из решающих факторов для подбора сечений пояса.

**Нижний пояс.**

Ввиду того, что опорный узел конструируем на лобовой врубке, при подборе сечения принимаем коэффициент 4, так как использование сечения при врубках равно, примерно, 0,25.

$$F = \frac{4P}{[\sigma_+]} = \frac{4 \cdot 4650}{0,9 \cdot 100} = 206 \text{ см}^2.$$

Из конструктивных соображений рекомендуется ширину затяжки сделать по ширине верхнего пояса, а также для жесткости высоту надо принять не меньше ширины. Таким образом принимаем сечение затяжки  $18 \times 18 > 206$ .

**Опорный узел.**

При биссектрисной врубке

$$[\sigma_c]_{10} = 75 \cdot 0,9 = 67 \text{ кг/см}^2$$

необходимо

$$F_c = \frac{N_+}{[\sigma_c]_c} = \frac{4650}{67} = \sim 70 \text{ см}^2;$$

при  $b = 18 \text{ см}$  принимаем:

$$h_c = \frac{70}{18} = \sim 4 \text{ см}; \quad l_c^1 = 7h_c = \sim 28 \text{ см}.$$

**Стойка.** Усилие в ней  $O$ . Она испытывает усилие от собственного веса затяжки. Для конструирования верхнего узла необходимо при одиночном сечении сделать ее также сечением  $18 \times 18$ . Конструирование этого узла показано на рис. 135 при одиночной стойке.

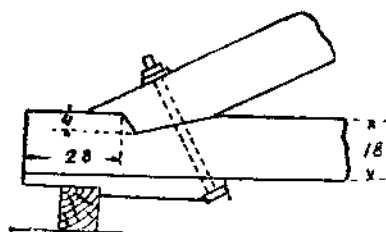


Рис. 136.

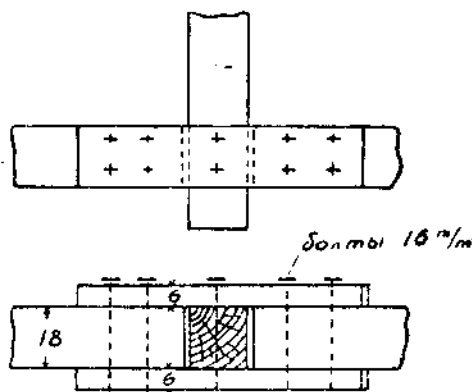


Рис. 137.

Расчет стыка ничего особенного не представляет. Иногда стойку осуществляют металлической из одного тяжа с муфтой или гайкой в конце для подвинчивания. Детали узлов показаны на рис. 136, 137, 138.

## Шпренгельные системы

Шпренгельные системы имеют большие преимущества при перекрытии нескольких рядом стоящих пролетов, так как распоры в двух соседних пролетах уничтожают друг друга.

При больших пролетах шпренгеля делаются с ригелями. Подкосы от этого делаются короче, могут устанавливаться круче, отчего горизонтальная реакция опор уменьшается.

Подбалка усиливает балку и связывается с нею шпиками.

Встречаются также смешанные системы подвесные—шпренгельные конструкции, которые служат для перекрытия еще больших пролетов.

В этих системах затяжка или подкосы делаются двойными. В месте пересечения балки с подкосами ставятся болты или гвозди. При этих системах, очевидно, весь распор не воспринимается затяжкой, а частично передается на стены (рис. 139).

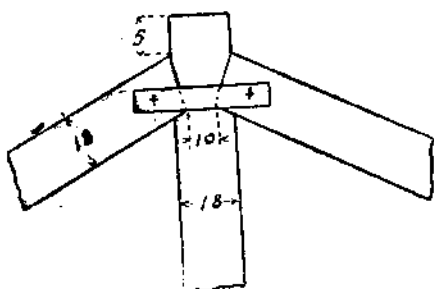


Рис. 138.

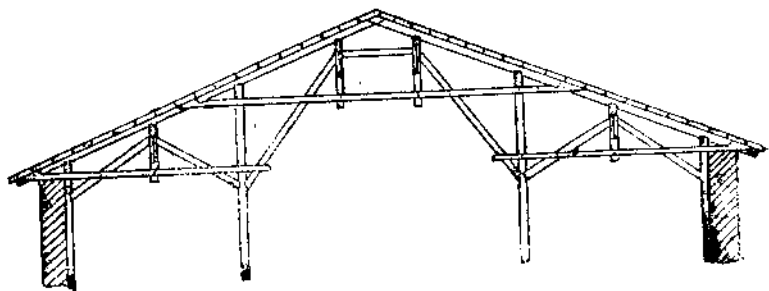


Рис. 139.

## РЕШЕТЧАТЫЕ ИЛИ СКВОЗНЫЕ ФЕРМЫ

## § 101. Краткие сведения о фермах

Для перекрытия больших пролетов применяются фермы. Фермы бывают плоские и пространственные. Плоскими называются фермы, элементы которых находятся в одной плоскости.

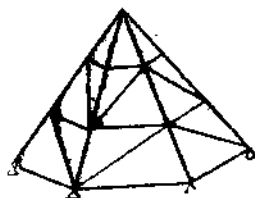


Рис. 140.

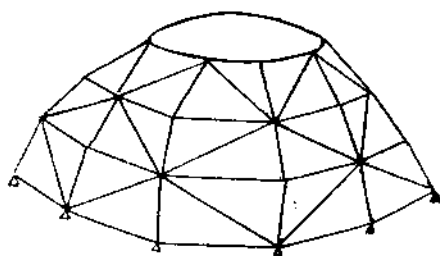


Рис. 141.

При расположении стержней по поверхности какого-либо геометрического тела, например, пирамиды (рис. 140), полусферы (рис. 141), полуцилиндра (рис. 142) ферма называется пространственной.

Предметом данной главы являются плоские стропильные фермы, которые имеют наибольшее распространение.

Напомним известные из курса статики сооружений наименования различных элементов ферм. Точки пересечения стержней называются узлами. Стержни, расположенные по верхнему контуру, называются в общей сложности верхним поясом; распо-

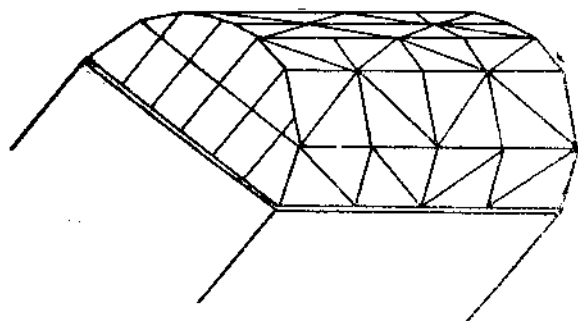


Рис. 142.



ложенные по нижнему контуру—нижним поясом; внутреннее заполнение называется решеткой. Последняя состоит из стоек и раскосов или только раскосов.

В зависимости от системы решетки, фермы имеют различные названия: бельгийская, английская, американская и т. д., что для расчета безразлично.

По площади, ограниченной контуром, фермы бывают треугольные, трапециодальные, полигональные и сегментные (рис. 143).

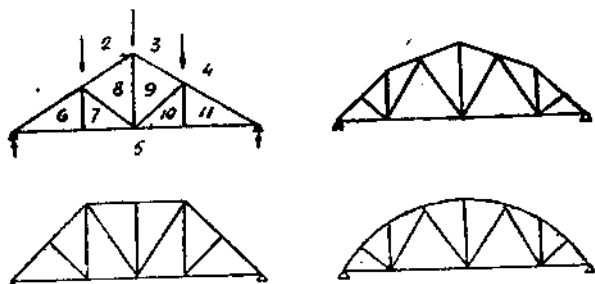


Рис. 143.

Нагрузка на фермы бывает узловая и неузловая. В первом случае все стержни испытывают только осевые усилия. При неузловой нагрузке, кроме осевых усилий, элементы фермы, нагруженные между узлами, испытывают также напряжение от местного изгиба.

В этом свойстве заключается преимущество ферм перед балками. В балках, подверженных поперечному изгибу, напряжения в поперечном сечении распределены неравномерно—от нуля в нейтральном слое до максимума в крайних волокнах. Часть материала вокруг нейтрального слоя мало использована и является чуть ли не мертвым грузом.

При осевых усилиях все волокна стержня испытывают одинаковые напряжения, и материал используется таким образом полностью. Правда, в горизонтальных или наклонных стержнях собственный вес вызывает поперечный изгиб, но эти напряжения по сравнению с напряжениями от осевых усилий так ничтожны, что ими можно пренебречь.

## § 102. Общие сведения о расчете ферм.

Фермы бывают статически-определимые и неопределимые.

Статически-определимыми называются фермы, усилия в элементах которых могут быть найдены при помощи известных трех уравнений статики. В статически-неопределимых системах необходимо составление дополнительных уравнений, вытекающих из условий упругости.

Статическая определимость или неопределимость может быть относительно внутренних и внешних сил. Из теоретической

механики] известно, что для определенности относительно внешних сил ферма должна иметь две опоры, из которых одна шарнирно-неподвижная, а вторая шарнирно-подвижная. В этом случае трем неизвестным отвечают три уравнения статики. Подвижная опора имеет одно неизвестное, а именно: величину реакции; неподвижная опора имеет две неизвестных, а именно: величину и направление реакции.

При большем количестве опор фермы становятся статически-неопределимыми относительно внешних сил. На практике чаще всего деревянные фермы осуществляются на двух опорах, причем в расчет принимается одна подвижная опора, а другая— неподвижная. Правда, в деревянных конструкциях шарнирность и подвижность опор имеет больше теоретическое, чем практическое значение, особенно для пролетов до 25 м.

Статически-определимой относительно внутренних сил будет ферма, в которой число стержней и узлов находится в такой зависимости, что

$$S = 2K - 3,$$

где  $S$ —количество стержней,  $K$ —количество узлов; а также та ферма, в которой стержни так распределены, что она неизменяема во всех частях. Фермы с числом стержней больше, чем потребно по уравнению, называются фермами с лишними стержнями. На практике применяют фермы статически-определимые относительно внутренних сил.

Для построения геометрической схемы фермы, отвечающей геометрической неизменяемости и статической определенности, необходимо проследить, чтобы каждый новый узел, прибавляемый к геометрически неизменяемой и статически определенной системе, прикреплялся двумя стержнями, не лежащими на одной прямой.

### § 103. Расчет фермы

Приступая к расчету ферм, необходимо выявить следующие моменты:

- 1) геометрическую схему фермы,
- 2) расстояние между фермами,
- 3) постоянную и временную нагрузку, приходящуюся на 1 кв. м покрытия и, следовательно, на один узел.

### § 104. Геометрическая схема фермы

Как уже было упомянуто, имеется очень много схем ферм, отличающихся между собой системой решетки.

Выбор геометрической схемы зависит от многих факторов, а именно: а) рода кровли, б) пролета, в) архитектурных соображений и еще целого ряда обстоятельств.

Наиболее часто встречаются треугольные фермы, сегментные и полигональные. Треугольные фермы бывают: а) с восходящими раскосами, б) с нисходящими раскосами, в) с раскосной решеткой.

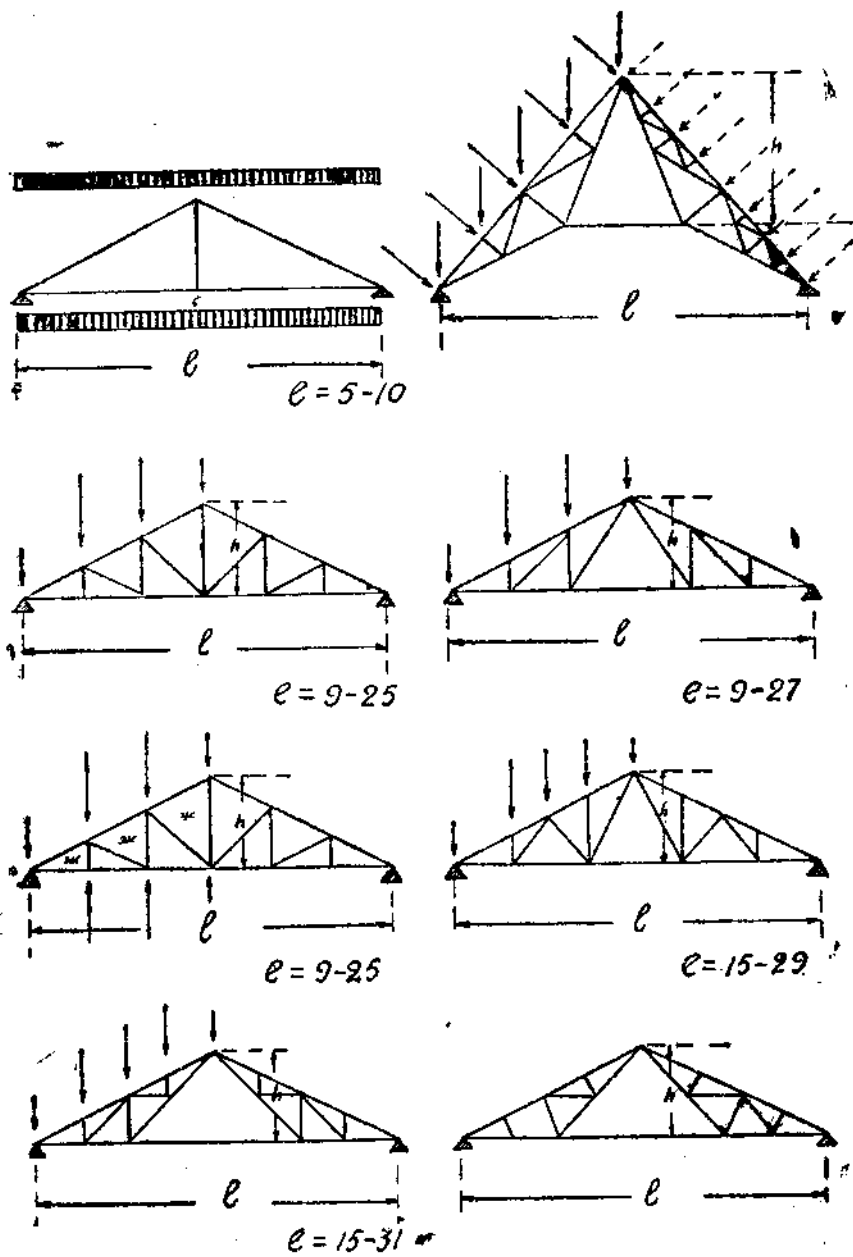


Рис. 144.

Эти три типа применяются с одинаковым успехом, и трудно выявить предпочтение одной из систем. Однако проще для конструирования и выполнения является ферма с нисходящими раскосами (сжатыми) при употреблении металлических стоек. При кольцевых вкладышах просто и удобно решается ферма с растянутыми восходящими раскосами.

Длина панели зависит от нагрузки и пролета. В общих случаях длину сжатой панели рационально принять больше 3,00 м. Что касается панели растянутого нижнего пояса, то длина ее

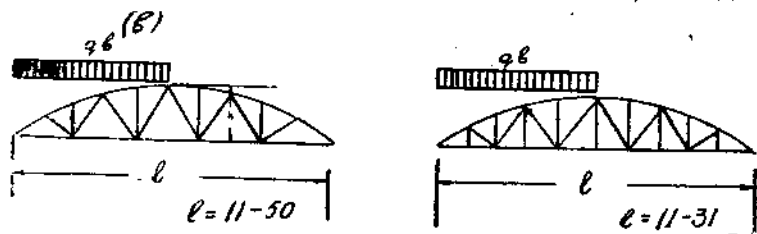


Рис. 145.

зависит от того, имеется ли подвесной потолок или нет. В первом случае длина панели также не должна превосходить 3,00 м, во втором случае длина панели доводится до 6,00 м. Схемы треугольных ферм и характеристики их приведены в Т. У. и Н.

На рисунке 144 приведены схемы этих ферм.

Сегментные фермы получили за последние годы большое распространение вследствие сравнительной простоты и быстроты

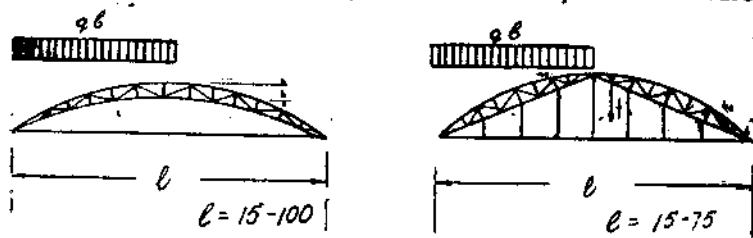


Рис. 146.

возведения. Основные усилия заставляют работать нижний пояс на растяжение и верхний на сжатие с почти равномерным распределением усилий по длине поясов. Решетка в этой системе очень слабо напряжена, что дает возможность выполнить сопряжение решетки с поясами на гвоздях при пролетах до 25—30 м.

Решетка в этой системе раскосная, схема которой зависит от того, имеется ли подвесной потолок или нет (рис. 145).

При больших пролетах рационально перейти к 3-шарнирным схемам, состоящим из сегментных или серповидных половинок, связанных в коньке шарнирно. При этой схеме решетка также сравнительно слабо напряжена. Для пролетов до 50 м рационально применение сегментной 3-шарнирной схемы (рис. 146),

а для пролетов от 50 до 150 м — серповидных 3-шарнирных схем (рис. 147).

В полигональных фермах усилия в элементах поясов гораздо меньше, чем в треугольных. Система решетки разная, в зависимости от способа узловых сопряжений.

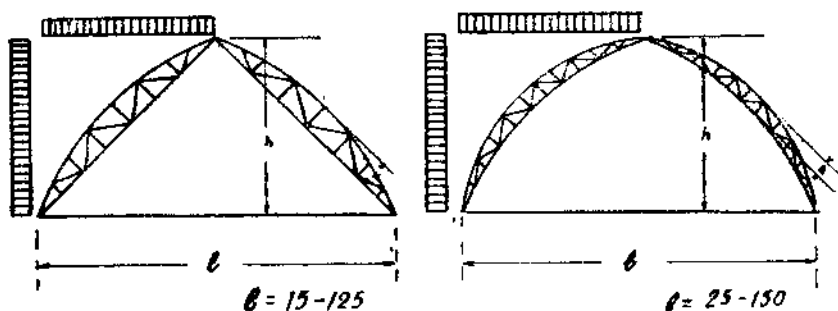


Рис. 147.

## § 105. Расстояние между осями ферм

Расстояние между осями ферм также зависит от целого ряда факторов. Во всяком случае, максимальное расстояние для деревянных ферм надо признать 6,00 м, так как прогоны узловые становятся тяжелыми и при большом расстоянии между фермами приходится ставить решетчатые прогоны или двутавровые балки на гвоздях, что должно быть в каждом отдельном случае экономически обоснованным.

Минимальное расстояние между фермами равно 1,50 м, при этом потолок и обрешетка могут непосредственно прикрепляться к поясам.

## § 106. Постоянная и временная нагрузка

К постоянной нагрузке относятся: вес фермы, обрешетки кровли и утепления. Об этой нагрузке подробно означено в главе V. Временная нагрузка—по верхнему поясу—составляет давление снега и ветра. По нижнему поясу—в случае подвесного потолка временная нагрузка по нормам колеблется от 50 до 75 кг/м<sup>2</sup>, если специальной нагрузки, в виде вентиляторов, моторов и т. п. не предусмотрено.

В фермах без подвесного потолка нагрузка как постоянная, так и временная прикладывается к верхним узлам.

В фермах с подвесным потолком нагрузки прикладываются к верхним и к нижним узлам, причем собственный вес фермы делится пополам между нижними и верхними узлами.

## § 107. Определение усилий в элементах ферм

Определение усилий в элементах ферм производится аналитическим или графическим методом. На практике применяется графический метод, так как по этому способу усилия в стержнях фермы находятся быстрее и проще. Точность нахождения усилий графическим способом зависит от масштаба и точности черчения. Кроме того вкрадываясь ошибка легко обнаруживается при замыкании диаграммы усилий. Если диаграмма усилий в стержнях фермы строится не полностью, а только до половины, как обыкновенно поступают в симметричных и симметрично-загруженных фермах, для проверки правильности построения диаграммы, которая не доводится до замыкания, полезно в одном из стержней проверить усилие аналитическим способом. При этом желательно определить усилие в том стержне, для которого усилие на диаграмме получилось последним. Расхождение в результатах допускается не больше 1—2 проц.

В некоторых системах ферм, однако, приходится усилие одного стержня определять аналитическим путем, как в сложных фермах „Полонсо“, или же графически, но более сложным способом.

Как уже выше сказано, в симметрических фермах от симметричной нагрузки нет надобности построить диаграмму для всей фермы, так как в симметричных элементах усилия равны. Однако, для некоторых систем ферм, а именно сегментных и полигональных, односторонняя нагрузка вызывает максимальные усилия в элементах решетки. В таком случае приходится строить диаграмму усилий от односторонней загрузки для всей фермы. Все же можно ограничиться построением одной диаграммы, и путем простых алгебраических действий легко вычислить усилия как от односторонней, так и полной нагрузки.

Для этого строим диаграмму усилий от единичной односторонней нагрузки для всей фермы. Фактические усилия от односторонней нагрузки получатся при умножении усилий от единичных нагрузок на фактическую узловую нагрузку. Для нахождения усилий от двусторонней нагрузки достаточно сложить усилия в симметричных элементах от единичных нагрузок и помножить на узловую нагрузку.

Для ферм с подвесным потолком рекомендуем усилия в элементах находить отдельно от верхней и отдельно от нижней нагрузки и соответственные усилия складывать.

При этом напомним, что, обозначая поля, мы должны обходить узлы по часовой стрелке, как показано на чертеже (рис. 143).

Способ построения диаграмм знаком читателям из курса графической статики, и на нем останавливаться не будем.

## § 108. Усилия от ветровой нагрузки

Иногда приходится определять усилия в элементах фермы от ветровой нагрузки. Это бывает при крутых уклонах ( $\alpha > 30^\circ$ ), а также в конструкциях рамных или арочных. В этом случае

приходится определять усилия отдельно от ветра слева и справа, причем давление ветра принимается нормально к плоскости. Ограничиться построением одной диаграммы невозможно, так как величина и направление реакций не будет зеркальным изображением.

Полезно также помнить, что в большинстве случаев суммарное усилие в верхнем поясе будет сжимающее, в нижнем растягивающее.

Диаграммы от давления ветра слева и справа строятся обычным путем; при определении нагрузок учитываются различные уклоны крыши.

## § 109. Влияние излома верхнего и приподнятия нижнего пояса

Иногда приходится несколько приподнять нижний пояс посредине пролета не только для создания строительного подема, но для получения свободного пространства под перекрытием.

Надо помнить, что в треугольных фермах наибольшие усилия получаются в крайних панелях верхнего и нижнего поясов, при параллельных поясах—наоборот.

Поднятие нижнего пояса вызывает резкое изменение усилий в стержнях обоих поясов в сторону увеличения, что легко проследить на диаграмме, заменив нижний горизонтальный пояс наклонным. Наоборот, при ломанном верхнем поясе усилия уменьшаются. Этим пользуются при вынужденном поднятии нижнего пояса для уменьшения усилий в стержнях поясов.

## § 110. Отсасывающая нагрузка ветра

Согласно требованиям Единых Норм, в открытых сооружениях, как например, навесах, галлереях, ангарах, эллингах, необходимо проверить прочность конструкций на отрицательное действие ветра, т. е. на возможность давления ветра изнутри помещения наружу нормально к поверхности кровли. Величина коэффициента обтекаемости при отрицательном действии ветра дана в нормах.

Отсасывающее действие ветра в зависимости от направления может быть различно, а именно:

а) при ветре, действующем в плоскости самой фермы с наветренной стороны возникает давление ветра, а с подветренной—отсасывание. При этой комбинации величину давления и отсасывания считают одинаковыми;

б) при направлении ветра вдоль оси здания, особенно при открытых конструкциях, отсасывающее действие ветра может распространяться на обе стороны кровли.

На чертежах 148, 149, 150 и 151 показано построение диаграммы усилий для обоих случаев.

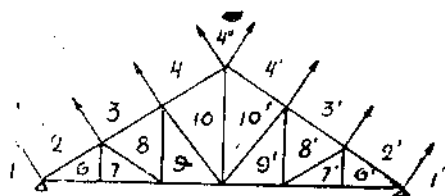


Рис. 148.

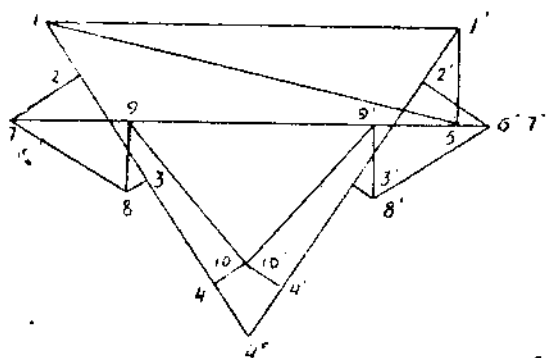


Рис. 149.

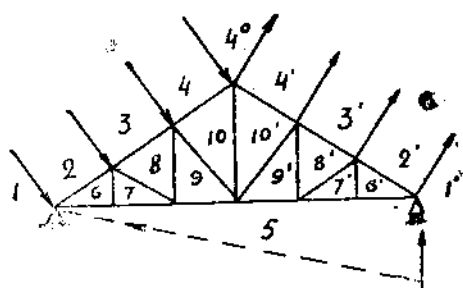


Рис. 150.

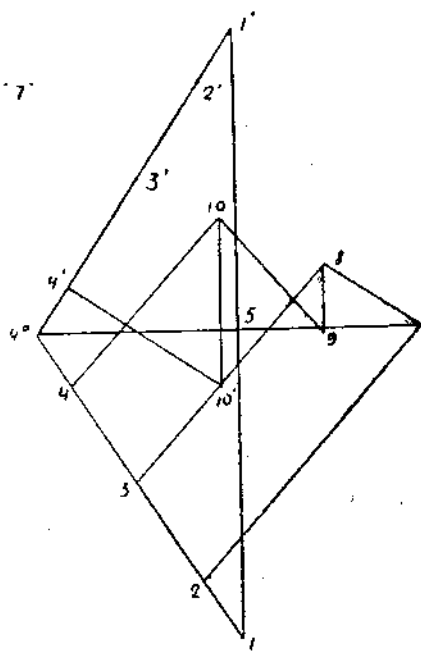


Рис. 151.

## § 111. Учет дополнительных напряжений

Кроме основных напряжений, зависящих от нагрузок при данной геометрической схеме, в деревянных конструкциях имеют место дополнительные напряжения, которые обыкновенно при расчете не учитываются. Напряжения эти зависят от нескольких факторов, а именно:

1) Ввиду фактически неразрезного пояса в нескольких панелях возникают при прогибе изгибающие напряжения, между тем как расчет основан на предположении осевого действия усилий. Напряжения эти, как зависящие от прогиба, называются упругими.



2) Вследствие отсутствия жесткости узловых сопряжений при нагрузке все узлы обминаются, что в свою очередь влияет на прогиб. Деформации эти называются рыхлыми.

3) Вследствие пластических свойств дерева со временем в сопряжениях возникают дополнительные прогибы.

Легко доказать, что дополнительные напряжения зависят от отношения высоты сечения к осевой высоте фермы и обратно пропорциональны им. Примерно, дополнительные напряжения достигают 10—20 проц. от основных напряжений.

Для предотвращения больших перенапряжений можно поступить двояко:

1) Геометрические размеры конструкции ограничить в определенных пределах.

2) Придать конструкции конструктивно-строительный под'ем, который был бы равен прогибу фермы. Для этого надо предварительно изгибать конструкции, и этим создавать в ней предварительные напряжения, равные по величине и обратные по знаку дополнительным напряжениям, возникающим при расчетной нагрузке.

В деревянных балках составного сечения нормами предписывается устройство конструктивно-строительного под'ема.

Для сквозных ферм нормами предусмотрено устройство таких нормальной высоты, причем устройство конструктивно-строительного под'ема не обязательно.

Нормальными высотами, т. е.  $\frac{h}{l}$  принимаются:

1) для треугольных ферм  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{6,5}$ ,

2) для прямоугольных ферм  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{8}$ ,

3) для полигональных ферм  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{9}$ ,

4) для сегментных ферм  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}$

При неизбежности пониженной строительной высоты, выходящей за указанные пределы, устройство конструктивно-строительного под'ема обязательно.

**ПРИМЕЧАНИЕ.** Даже при нормальных высотах полезно в нижнем поясе устроить небольшой строительный под'ем, примерно, в  $\frac{1}{200}$ . При этом нормами устройство вертикальных ветровых связей не рекомендуется.

## § 112. Технические условия для проектирования сквозных решетчатых конструкций

При проектировании решетчатой конструкции необходимо придерживаться следующих нормативных и практических указаний:

1) Внешние нагрузки, как правило, должны быть приложены

в узлах. Исключение составляют фермы с гнутыми поясами (сегментные и серповидные), в которых прогоны рекомендуется распределять равномерно по всей длине поясов.

2) Местные ослабления элементов всячески следует избегать даже при устройстве строительного под'ема, так как местные ослабления дают резкое снижение момента инерции, что весьма опасно.

3) Стыки элементов сжатых подкосов следует располагать ближе к узлу в пределах 0,2 длины панели. При расчете сжатых панелей на продольный изгиб защемление в узле не учитывается.

4) Для удобства производства работ и механизации отдельных процессов следует избегать в одной ферме комбинации различных типов сопряжений.

5) Необходимо принять меры к обеспечению устойчивости сжатого контура. Для этого полезно использовать жесткость самого покрытия, осуществив плотную и надежную связь между несущей конструкцией и верхней вспомогательной конструкцией (прогонами или настилами).

6) В покрытиях значительных пролетов рекомендуется применять перекрестные или косые настилы, используя последние в виде надежной основы под рубероидные и гольцементные кровли.

7) По возможности надо придерживаться при проектировании сечений досок и брусков малых размеров, так как „принцип дробности“ гарантирует правильную передачу усилий всему сечению. В конструкциях, подверженных воздействию динамических нагрузок, рекомендуется применение массивных сечений, как менее вибрирующих.

8) Допускаемые напряжения при действии динамической нагрузки снижаются умножением на коэффициент 0,8.

9) Надо помнить о явлении пластичности, свойственной деревянным конструкциям. Старые балки не следует переворачивать горбом кверху с целью использовать естественный строительный под'ем от первоначального провисания. Уставшая древесина может не справиться с новой задачей, ибо волокна успели привыкнуть и приспособиться к определенным напряжениям одного знака.

10) Особое внимание в каждой конструкции следует уделять вопросу защиты древесины от гниения; для этого до приступа к проектированию необходимо тщательно изучить эксплуатационные условия здания и температурно-влажностный режим, принять все меры к предотвращению конденсации, для чего под термоизоляционный слой ввести пароизоляционный слой (просмоленный картон, толь, пергамин, геркулес), также устроить осушающие продухи для отвода паров, попавших через термоизоляционный слой, как показано на соответствующих чертежах.

ГВОЗДЕВЫЕ БАЛКИ СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЯ

§ 113. Типы балок, методы расчета и конструирования

Преимущественно употребляются балки двутаврового сечения. По очертанию верхнего пояса балки бывают:

- 1) с нормальными поясами (рис. 152),
- 2) с наклонным односкатным верхним поясом,
- 3) с наклонным двускатным верхним поясом (рис. 153).

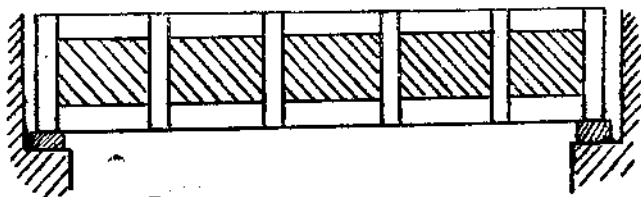


Рис. 152.

Наклон верхних поясов делается до 10 проц. с расчетом на рубероидную кровлю.

- По материалу стенки балки бывают:
- 1) с перекрестной досчатой стенкой,
  - 2) с фанерной стенкой.

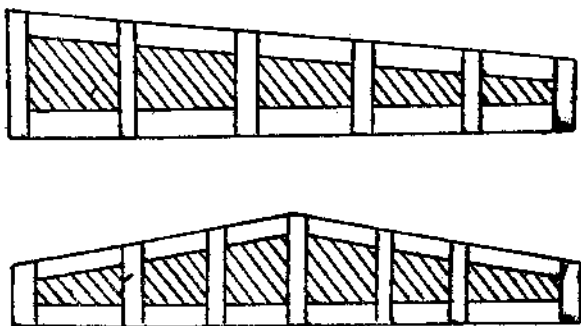


Рис. 153.

В последнем случае пояса чаще всего делаются из трех стоек (рис. 154).

В статическом отношении двутавровая балка с перекрестной стенкой представляет собою многораскосную ферму, в которой просветы между решеткой сведены к нулю.

Как уже упомянуто было раньше, в этих балках необходимо устройство конструктивно-строительного под'ема 2-го рода. В этом случае пояса работают на равномерное сжатие и растяжение, как пояса фермы.

Расчет поясных гвоздей производится без учета влажности. Расчет гвоздей в стыке производится с учетом влажности. Доски стенки состоят из двух слоев, расположенных взаимно перпендикулярно под углом в  $45^\circ$  к нижнему поясу. На концах балки и в каждой десятой доле пролета ставятся ребра жесткости, которые связываются с поясами, гвоздями и болтами. Назначение ребер жесткости заключается в следующем:

1) Связать воедино пояса и увеличить поперечную жесткость.

2) Распределить нагрузки между поясами, особенно при сосредоточенных грузах от прогонов. Последние, как правило, укладываются над ребрами жесткости.

Ребра жесткости состоят из прокладок и накладок. Прокладки прикрепляются к стенке поясными гвоздями, а накладки гвоздями стенки. Кроме того ставятся еще болты не меньше одного в промежуточных ребрах и двух в опорных для плотного соединения ребер с поясами.

Опорные ребра жесткости ставятся всегда вертикально, промежуточные ребра ставятся перпендикулярно к доскам нижнего пояса (рис. 155).

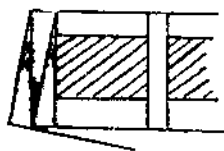


Рис. 155.

Конструкция стыков бывает с металлическими или деревянными накладками и прокладками. Опыты показали, что, ввиду различных свойств дерева и металла, желательно применение стыка с деревянными накладками и прокладками.

Стык растянутого пояса желательно устраивать посредине пролета, так как поперечная сила в этом месте имеет наименьшее значение, что облегчает присоединение поясных досок к стенке балки.

Стык верхнего пояса устраивается в притык в месте постановки ребра жесткости, причем доски в стыке должны приторцовываться. Стыки досок верхнего пояса должны располагаться в разбежку, за исключением стыков в балках двускатных, в которых стыки устраиваются в середине пролета. Кроме того, верхний пояс должен быть обеспечен от продольного изгиба, что достигается закреплением прогонов на балке.

Прогоны желательно располагать в местах укрепления ребер жесткости.



Рис. 154.

Доски стенки сбиваются гвоздями. Длина гвоздей такова, что можно прибить обе доски стенки и загнуть свободный конец горизонтальным загибом (рис. 156).

Гвозди вдоль стенки забиваются в каждую доску. Количество рядов поперек стенки зависит от высоты балки, а именно:

при  $e \equiv 80$  — 1 ряд,  
 при  $e \leq 85-110$  см — 2 ряда,  
 при  $e \leq 115-140$  „ — 3 „  
 при  $e \sim > 145$  „ — 4 „

Иннорсом разработаны стандарты для двутавровых балок различных пролетов. Также подробно разработаны расчеты, таблицы и чертежи в IV томе конструктивных деталей, изданных Военно-строительным управлением РККА.

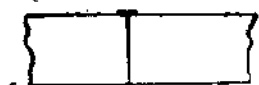


Рис. 156.

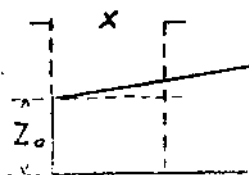


Рис. 157.

## § 114. Особенности расчета односкатных и двускатных гвоздевых балок

Сечение поясов, как видно будет из расчета, определяется по максимальной нормальной силе.

$$N_{max} = \frac{M_{max}}{e}, \quad (214)$$

где  $e$  — плечо внутренней пары (рис. 154).

При наклонном верхнем поясе, т. е. при переменном  $e$  надо найти то сечение, в котором нормальная сила имеет максимальное значение. Для этого составляем уравнение для нормальной силы и находим максимум функций следующим образом (рис. 157).

Обозначим через  $Z_0$  высоту сечения балки на опоре,  
 „ „ „  $\alpha$  величину уклона верхнего пояса,  
 „ „ „  $L$  расчетную длину пролета.

Таким образом

$$Z_x = Z_0 + \alpha x, \quad (215)$$

$$M_x = Ax - q \frac{x^2}{2} = \frac{qL_0 x}{2} - q \frac{x^2}{2}; \quad (216)$$

$$N_x = \frac{M_x}{Z_x} = \frac{q \frac{L_0 x}{2} - \frac{q x^2}{2}}{Z_x} \quad (217)$$

Для нахождения максимума берем первую производную по  $x$  и приравниваем ее нулю. Из полученного уравнения находим то сечение, в котором нормальная сила имеет максимум:

$$\frac{dN_x}{dx} = \frac{q \frac{L_0}{2} - qx(Z_0 + \alpha x) - \alpha \left( q \frac{L_0}{2} x - \frac{qx^2}{2} \right)}{(Z_0 + \alpha x)^2},$$

откуда после сокращения всех членов на  $q$  и после приведения подобных членов получим:

$$(L_0 - 2x)(Z_0 + \alpha x) = \alpha x(L_0 - x).$$

После сокращения формула примет вид:

$$\alpha x^2 + 2xZ_0 - L_0Z_0 = 0.$$

Корень этого уравнения будет

$$x = \frac{-Z_0 + \sqrt{Z_0^2 + \alpha Z_0 L_0}}{\alpha}. \quad (218)$$

При определении сдвигающей силы надо иметь ввиду, что сечение растет от опоры к середине по закону прямой; перерезывающая же сила, наоборот, уменьшается от опоры к середине. Следовательно, при равномерно распределенной нагрузке эпюра сдвигающих сил меняется по закону кривой второго порядка. При расстановке гвоздей первая зона составляет пятую часть пролета.

Дальнейший расчет ничем не отличается от расчета балки с параллельными поясами.

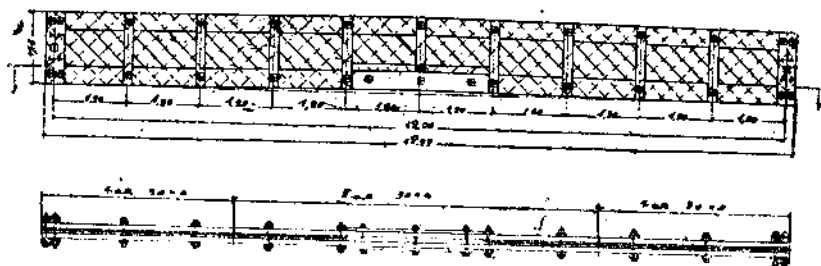


Рис. 158.

### § 115. Примерный расчет деревянной гвоздевой балки двутаврового сечения с перекрестной стенкой

#### 1) Задание

Расчетный пролет балки  $L = 12,00$  м. Нагрузка на кв. м перекрытия (постоянная и временная, без собственного веса балки)  $400$  кг/м<sup>2</sup>. Расстояние между балками  $2,25$  м. Сооружение защищенное, III класса. Лес—сосна полусухая II марки (рис. 158).

## 2) Определение нагрузок на балку

Постоянная и временная нагрузка на 1 пог. м  $400 \times 2,25 = 900$ .  
Соб. вес пог. метра определяем по формуле Т. У. и Н.:

$$g_{св} = \frac{P}{\frac{1000}{K_{св}L} - 1},$$

где  $P$ —вся нагрузка на 1 пог. м;  
 $K_{св}$  для балки = 6—7;

$$g_{св} = \frac{900}{\frac{1000}{6.12} - 1} = \sim 70;$$

итого  $g = 900 + 70 = 970$  кг.

$$M_{max} = \frac{970 \times 12^2}{8} = 18\,460 \text{ кг. м.}$$

Допускаемое напряжение для этих балок рекомендуется брать  $80 \text{ кг/см}^2$ , вследствие неизбежного ослабления поясных досок гвоздями, также вследствие наличия продольного изгиба в сжатом верхнем поясе.

В нашем случае:

$$[\sigma] = 80 \times 0,9 = 72 \text{ кг/см}^2.$$

## 3) Определение высоты балки

Плечо внутренней пары

$$e = \frac{M}{N}.$$

Поступаем двояко:

- Задаемся сечением поясных досок, определяем  $N$ , затем  $e$ .
- Задаемся размером балки, ориентировочно:

$$\frac{h_0}{L} = \sim \frac{1}{9} - \frac{1}{10},$$

а затем находим  $N$ .

Поступаем по 1 способу.

Задаемся сечением поясных досок:

$$2 \times 6,5 \times 22.$$

Усилие, которое может быть воспринято поясом:

$$22 \cdot 6,5 \cdot 2 \cdot 72 = 20\,600 \text{ кг.}$$

Плечо внутренней пары:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{18\,460\,000}{20\,600} = 93.$$

Полная высота балки  $93 + 22 = 115$  см.

Полная длина балки:

$$L_0 = L + b = 12,00 + 0,22 = 12,22.$$

#### 4) Определение напряжений в досках сжатого пояса

Расстояние между ребрами жесткости:

$$l_1 = 1,20 \text{ м.}$$

$$I_y = \frac{bh^3}{12} - \frac{bh_1^3}{12} = \frac{22 \cdot 18^3}{12} - \frac{22 \cdot 5^3}{12} = 10463 \text{ см}^4;$$

$$F_{бр} = 2 \times 6,5 \times 22 = 286 \text{ см}^2;$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{F}} = \sqrt{\frac{10463}{286}} = \sim 6 \text{ см};$$

$$i_y = \frac{l_1}{r_y} = \frac{120}{6} = 20; \quad \varphi = 0,86.$$

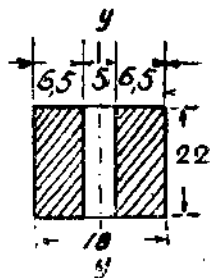


Рис. 159.

Допускаемое напряжение:

$$0,9 \times 0,86 \times 100 = 77 \text{ кг/см}^2.$$

Фактическое напряжение при

$$N = \frac{M}{e} = \frac{1\,846\,000}{93} = 20\,000;$$

$$[\sigma]_{\varphi} = \frac{20\,000}{2 \cdot 6,5 \cdot 22} = 70 < 77.$$

#### 5) Расчет поясных гвоздей

Сдвигающее усилие  $T_1$  на 1 пог. метр определяем по формуле:

$T_1 = Q \frac{S}{I}$ , где  $S$  — статический момент сдвигаемой части относительно нейтральной оси,

$I$  — момент инерции всего сечения относительно нейтральной оси.

Пренебрегая моментом инерции самих досок относительно собственной оси, получим:

$$S = F \cdot \frac{e}{2};$$

$$I = 2F \left( \frac{e}{2} \right)^2;$$

откуда

$$T_1 = \frac{QS}{I} = \frac{Q \cdot F \cdot e \cdot 2}{2Fe^2} = \frac{Q}{e}, \quad (219)$$

где  $F$  — площадь досок пояса.



Сдвигающее усилие складывается из двух усилий раскосов (рис. 160).

$$P_1 = \frac{T_1}{\sqrt{2}} \quad (120)$$

Величина поперечной силы меняется, как известно, по треугольной эпюре (рис. 160а).

Разбиваем на 4 зоны. Крайние 2 зоны по  $0,25 l$  рассчитываем по  $Q$  опорному; средние 2 зоны по  $Q$  в четверти пролета.



Рис. 160.

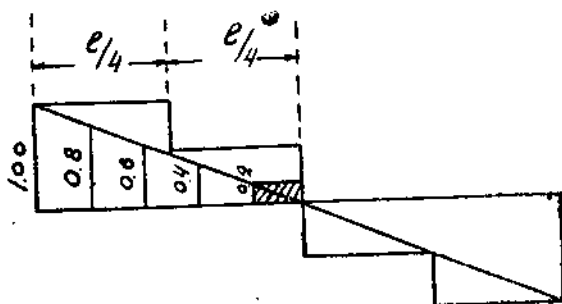


Рис. 160 а.

В нашем примере

$$Q = \Delta = \frac{ql}{2} = \frac{970 \times 12}{2} = 5820 \text{ кг};$$

$$T_1 = \frac{Q}{e} = \frac{5820}{93} \cdot 100 = 6300 \text{ н};$$

$$P_1 = \frac{T_1}{\sqrt{2}} = 6300 = 4500 \text{ кг}.$$

Принимаем гвозди  $d = 5 \text{ мм}$   $l_{20} = 150 \text{ мм}$ .

Допускаемое усилие на 1 срез:

$$T_2 = 304 d^2 = 304 \cdot 0,5^2 = 76 \text{ кг};$$

$$T_{20} = 0,5dc[\sigma_c] = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 2,5 \cdot 80 = 50 \text{ кг}.$$

ПРИМЕЧАНИЕ. Количество гвоздей, определяемое по усилию в раскосе, является более невыгодным.

Потребное число гвоздей на 1 пог. метр пояса при работе их на 2 среза:

$$m = \frac{P}{2T_{20}} = \frac{4500}{2 \cdot 50} = 45.$$

Принимаем 9 горизонтальных раскос вдоль пояса, шаг гвоздей (рис. 161):

$$100 : (45 : 9) = \sim 20 \text{ см}.$$

Гвозди размещаем в шахматном порядке.

Во II зоне сдвигающее усилие в два раза меньше. Оставляем ту же разбивку гвоздей, шаг делаем в два раза больше (рис. 162).

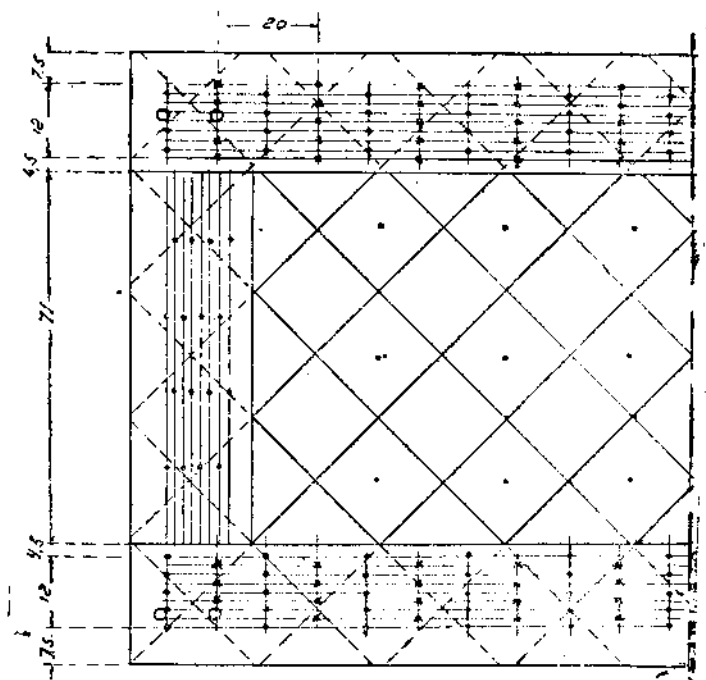


Рис. 161. Разбивка гвоздей в I зоне. Накладки ребер сняты.

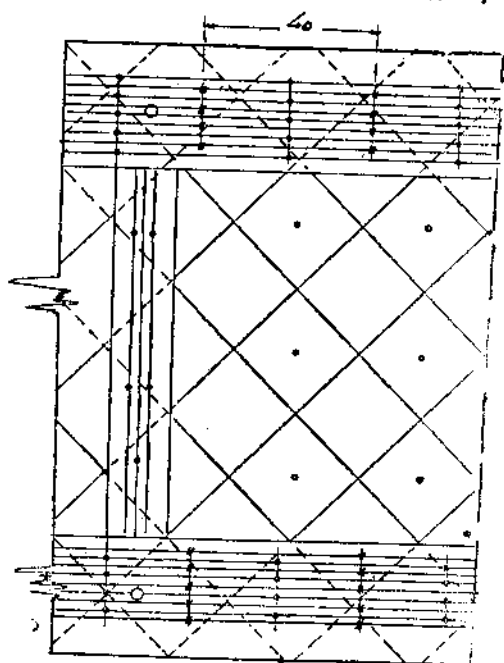


Рис. 162. Разбивка гвоздей во II зоне.  
 Условные обозначения: • гвоздь забит с лицевой стороны; X гвоздь забит с обратной стороны.

## 6) Расчет стыка нижнего пояса

Стык устраивается, как мы уже указывали, по двум способам:

- а) с металлическими накладками и прокладками,
- б) с деревянными накладками и прокладками.

Второй способ на практике себя больше оправдал, и по этому рассчитаем стык по 2-му варианту.

Доски стыка на протяжении стыковой прокладки делаются укороченными и с поясными досками соединяются при помощи стыкового бруска.

Из условия равнопрочности толщина накладок должна быть равна

$$\frac{13-5}{2} = 4 \text{ см.}$$

Принимаем 5 см.

Для того чтобы встречные гвозди не заходили больше, чем на 4 Ø гвоздя, длина их должна быть:

$$4 + 6,5 + 2,5 + 0,2 = 13,2.$$

Принимаем  $l_{20} = 150 \text{ мм.}$

Допускаемое усилие на I срез гвоздя:

$$T_{20} = 304d^2 = 304 \cdot 0,5^2 \sqrt{0,9} = 72;$$

$$T_{20} = 0,7ad[\sigma_c] = 0,7 \cdot 4 \cdot 0,5 \cdot 72 = 100;$$

$$T_{20} = 0,5ca[\sigma_c] = 0,5 \cdot 5 \cdot 0,5 \cdot 72 = 90.$$

Количество гвоздей с одной стороны полунакладки определяем следующим образом. Гвозди все двусрезные. В этом можно убедиться, так как из расчета гвоздевых сопряжений известно, что для симметричных сопряжений:

$$a_n = 5,4d = 5,4 \cdot 0,5 = 2,7 \text{ см.}$$

Гвозди наши заходят в среднюю доску (прокладку) на:

$$15 - (4 + 6,5) = 4,5 \text{ см.}$$

Количество гвоздей на одну полунакладку

$$m = \frac{N_{max}}{2 \cdot 2T_{20}} = \frac{20630}{2 \cdot 2 \cdot 72} = 70 \text{ шт.}$$

## 7) Размещение гвоздей в стыках накладок

Принимаем число рядов (горизонтальных рядов) вдоль поясных досок—11. В каждом ряду помещаем 7 штук. Количество гвоздей с одной стороны полунакладки:

$$11 \cdot 7 = 77 > 70.$$

Гвозди забиваются в шахматном порядке. Длина стыковых накладок принимается:

$$L_n = 0,2L - \frac{b_1}{2} = 0,2 \cdot 12,00 - \frac{0,22}{2} = 2,29 \text{ м.}$$

Принимаем расстояние ряда гвоздей от торца досок в 7,5 см. Расстояние между рядами гвоздей (рис. 163):

$$\frac{229 - 4 \cdot 7,5}{14} = 14,20 > 20d_{2в}.$$

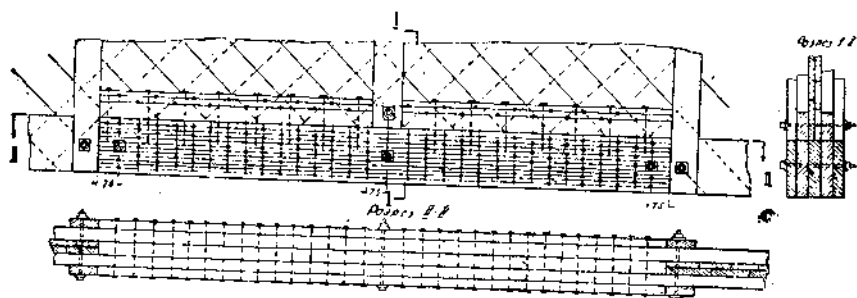


Рис. 163.

### 8) Прикрепление стыкового бруска к стенке и поясной доске

Гвозди, скрепляющие брусок со стенкой балки, рассчитываются на восприятие сдвигающей силы на участке, занимаемом стыком. Ввиду возможности поладания части гвоздей в щели стенки принимаем:

1) эпюру  $Q_1$  для гвоздей, скрепляющих брусок со стенкой балки, по прямоугольнику (рис. 161),

2) эпюру  $Q_2$  для гвоздей, скрепляющих брусок с нижним поясом, по треугольнику.

Ввиду того, что накладка находится на расстоянии  $0,1L$  от середины, то, очевидно, что сдвигающая сила для 1 случая в 5 раз меньше сдвигающей силы 1 зоны, а для 2 случая в 10 раз меньше, т. е., оставляя для 1 случая тот же шаг, что в поясе, количество горизонтальных рядов получится:

$$\frac{8}{5} = \sim 2 \text{ ряда.}$$

Для 2 случая

$$\frac{8}{10} = \sim 1 \text{ ряд.}$$

### 9) Определение размеров бруска

Размеры бруска определяются разбивкой гвоздей, а именно: расстояние нижнего ряда от кромки  $= \frac{15d}{1,4} = 11d = 11 \cdot 0,5 =$

$= 5,5$  см. Остальные расстояния берем по  $4d = 2$  см. Высота бруска  $= 2 \cdot 2 + 5,5 = 9,5$  см. Ширина бруска равна ширине поясных досок.

### 10) Определение средней ординаты кривой конструктивно-строительного под'ема

$$f_{cm}'' = f_{yn} + f_{сдв}.$$

а) Из таблицы, приведенной в отделе „Поперечный изгиб“, находим значение:

при 
$$\frac{L}{e} = \frac{1200}{93} = 13$$

упругий прогиб равен  $\frac{1}{450}$ , при  $[\sigma_n] = 90$  кг/см<sup>2</sup>.

Ввиду того, что у нас напряжение фактическое 70 кг/см<sup>2</sup>, то

$$f_{yn} = \frac{1200}{450} \cdot \frac{70}{90} = \sim 2 \text{ см.}$$

б)  $f_{сдв}$  определяется по формуле:

$$f_{сдв} = \frac{L \delta}{3e} = \frac{1200 \cdot 2 \cdot 0,15}{3 \cdot 93} = 1,3 \text{ см.}$$

ПРИМЕЧАНИЕ. Величина  $\delta$  принята согласно Т. У. и Н.—0,15 см для гвоздевых сопряжений.

Таким образом:

$$f_{cm}'' = 2 + 1,3 = 3,3 \text{ см.}$$

Ввиду того, что, как установлено опытом, строительный под'ем до установки конструкции сдает, вводится коэффициент запаса  $M = 1,25$ . Окончательно имеем:

$$f'_{cm}'' = f_{cm}'' \cdot 1,25 = 3,3 \cdot 1,25 \cong 4,0 \text{ см.}$$

Строительный под'ем осуществляется выгибанием поясных досок по шаблону до прикрепления решетки. Связи устанавливаются в имеющей конструктивно-строительный под'ем балке, после чего производится раскружаливание балки.

При назначении кривой конструктивно-строительного под'ема для свободно-лежащей балки можно пользоваться таблицей соотношения промежуточных  $f_{yn}$  к средней стрелке:

$\frac{x}{l}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
$f/f_{max}$	0	0,36	0,64	0,84	0,96	1,00

## § 116. Расчет балок с фанерными стенками

Для этих балок преимущественно употребляется фанера толщиной 8—10 мм. Для уменьшения количества гвоздей рекомендуется устраивать трехстопочные пояса с двумя фанерными стенками, причем толщина среднего элемента пояса равна толщине обоих крайних элементов (рис. 154).

Ребра жесткости устраиваются на стыках фанеры и между ними так, чтобы расстояние между центрами ребер равнялось примерно около  $\frac{1}{10}L$ , где  $L$ —пролет балки. Расчет ведется также, как для составных балок с перекрестной стенкой с той разницей, что расчет гвоздей ведем по усилию в поясе и допускаемое усилие на 1 срез гвоздя определяем для сдвига по одной из трех формул:

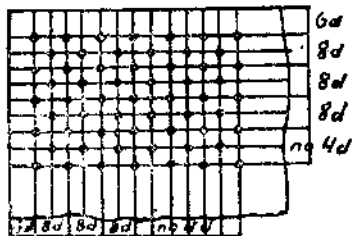


Рис. 164. Расстановка гвоздей в фанерных конструкциях.

- 1)  $T_{zs} = 304 d^2$ ;
- 2)  $T_{zs} = 0,6 ad [\sigma_c]$  сосны;
- 3)  $T_{zs} = 0,4 c_{\phi} d [\sigma_c]$  фанеры.

Допускаемое напряжение для фанеры принимается в два раза больше, чем для сосны, а именно на смятие  $160 \text{ кг/см}^2$ . Расстановка гвоздей в фанерных конструкциях, независимо от толщины и количества шпонов, принимается (рис. 164):

- 1) от края фанеры  $\geq 6d$ ;
- 2) в прямой расстановке между рядами  $\geq 8d$ ;
- 3) в шахматной расстановке между полурядами  $\geq 4d$ .

Стыки в этих балках лучше осуществлять на металлических накладках и прокладках толщиной в 1—2 мм. Стыки проще всего устраивать отдельно для крайних элементов и отдельно для среднего элемента, примерно в четвертях пролета.

### § 117. Положительные качества этой системы

Сегментные, или американские, фермы получили за последние годы большое распространение у нас в Союзе по следующим положительным свойствам этой системы:

1) Производство работ отличается простотой и не требует высококвалифицированных плотников.

2) Изогнутый верхний пояс требует полусухого леса влажностью до 23 проц., а такой лес преимущественно имеется на стройке, между тем как для ферм с прямолинейными поясами требуется отборный воздушно-сухой лес.

3) Криволинейное очертание верхнего пояса разгружает решетку фермы, что значительно упрощает крепление стержней решетки. Между тем в других фермах крепление решетки является самым серьезным местом.

### § 118. Описание конструкции

Верхний пояс очерчен по дуге круга, реже параболы, и состоит из сколоченных гвоздями в несколько слоев досок. В поперечном сечении бывают двухстопочные и трехстопочные пояса, в зависимости от длины пролетов и нагрузок (рис. 165):

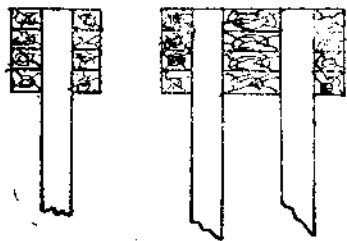


Рис. 165.

Нижний пояс состоит из стольких же стопок, сколько и верхний пояс, но из поставленных на ребро элементов. В промежутки между стопками входит решетка. При двухстопочной конструкции элементы решетки состоят из одинарных стержней, при трехстопочной—из двойных стержней.

Для сохранения стандартных размеров решетки все элементы решетки делают одинакового сечения; сжатые же усиливаются путем набивки планок на гвоздях с обеих сторон. В атласе Военно-строительного управления РККА для жесткости растянутые элементы также усиливаются планками на гвоздях. Решетка прикрепляется к поясу гвоздями, причем оси элемента не пересекаются с осью пояса в одной точке,

что вызывает дополнительное напряжение в узловом сечении, вследствие эксцентричного приложения равнодействующей. Этим дополнительным напряжением, однако, ввиду небольшого значения, можно пренебречь. Единственным сложным узлом является опорный узел, который имеет несколько вариантов решения. Стыки нижнего пояса осуществляются на болтовых нагелях, как в фермах с прямолинейными поясами. Верхний пояс вовсе не имеет универсального стыка. Стыки досок в отдельных слоях пояса располагаются в разбивку с таким расчетом, чтобы расстояние между стыками двух смежных слоев было не меньше 1 м.

## § 119. Особенности расчета

Несмотря на эластичность дерева, при изгибе досок верхнего пояса в них возникают первоначальные напряжения гнущего, что должно быть принято во внимание. По Т. У. и Н. деревянные элементы, подвергаемые предварительному гнущему, рассчитываются по пониженным допускаемым напряжениям, т. е. вводится коэффициент  $\varphi$  гнущего:

$$[\sigma]_{гн} = \varphi_{гн} [\sigma].$$

Коэффициент  $\varphi$  гнущего зависит от отношения  $\frac{R}{h}$ , где  $R$ —радиус кривизны гнущего элемента,  $h$ —толщина изгибаемого элемента.

Кроме того, на допускаемое напряжение влияет также влажность древесины, согласно прилагаемой таблицы.

Таблица 22

Таблица значения  $\varphi_{гн}$  и обратной величины  $K_{гн} = \frac{1}{\varphi_{гн}}$

$R/h$	Для сухого и полусух. леса		Для сырого леса		Для мокрого леса	
	$\varphi_{гн}$	$K_{гн}$	$\varphi_{гн}$	$K_{гн}$	$\varphi_{гн}$	$K_{гн}$
150	—	—	—	—	0,24	4,13
200	—	—	0,24	4,13	0,60	1,66
250	0,24	4,13	0,52	1,93	0,88	1,14
275	0,36	2,78	0,64	1,56	0,97	1,03
300	0,47	2,14	0,76	1,32	1,00	1,00
350	0,67	1,50	0,93	1,08	—	—
375	0,75	1,33	0,98	1,02	—	—
400	0,83	1,20	1,00	1,00	—	—
450	0,95	1,05	—	—	—	—
475	0,99	1,01	—	—	—	—
500	1,00	1,00	—	—	—	—



Значения  $\varphi_{zn}$  действительны только в тех пределах отношения, которые указаны в последней таблице.

При отношении  $\frac{R}{h}$  меньшем указанных пределов ( $\frac{R}{h} = 250, 200$  и  $150$ ) гнутье разрешается только при предварительном пропаривании или вываривании выгибаемого элемента. Для таких элементов независимо от  $\frac{R}{h}$  принимается  $\varphi_{zn} = 0,90$ , а  $K_{zn} = 1,11$ .

Усилия в ферме определяются, как для ферм с прямолинейными участками от узла к узлу.

Таким образом, кроме сжимающих усилий, в поясе возникают также изгибающие моменты от внецентренно приложенных сил. Величина эксцентриситета определяется из кривой под'ема сегмента отдельной панели.

Исходя из этих соображений, рекомендуется при разбивке панелей верхнего пояса величину их принять около  $2 \text{ м}$ .

Кроме того, в отличие от других ферм прогоны распределяются не только в узлах, но равномерно по поясу, вызвав таким образом разгружающий момент обратного знака.

Расчет верхнего пояса ведется двояко:

- 1) условно считают каждую панель шарнирно-закрепленной, что, конечно, дает большой запас;
- 2) для более точного учета каждая средняя панель считается защемленной на опорах, а крайняя с одним защемленным концом.

Точка перегиба средних панелей равна приблизительно  $0,2 S$ , где  $S$ —длина панели.

Для сохранения одинаковых сечений пояса, очевидно, длина панелей крайних должна быть меньше средних; принимают длину их  $0,75—0,80$  от средних панелей.

Для пролетов до  $20 \text{ м}$  при бесчердачных покрытиях и до  $18$  при подвесных потолках можно ограничиться сечением поясов из 2-х стопок, для больших же пролетов целесообразнее принять сечение из 3-х стопок. В последнем случае более экономично используются болты, ибо количество срезов увеличивается.

Разбивка фермы на панели производится двояко:

- 1) разбивают нижний пояс на равные панели, а по ним верхний пояс таким образом, чтобы одной средней панели нижнего пояса соответствовали две панели верхнего пояса, ввиду работы последнего на продольный изгиб;
- 2) разбивают верхний пояс на равные панели, а по ним нижний пояс.

Рационально при бесчердачных покрытиях придерживаться второго варианта разбивки, а именно: верхний пояс разбить на равные панели.

При подвесных потолках лучше нижний пояс разбить на равные панели. В этом случае, вообще, количество панелей

нижнего пояса может быть равно панелям верхнего пояса (рис. 166).

В этой системе некоторые элементы решетки воспринимают больше усилий при односторонней нагрузке фермы, поэтому приходится при определении усилий загружать половину фермы временной нагрузкой от снега. Различают два случая определения усилий от снега:

1) по среднему уклону, считая давление снега равномерно распределенным с одинаковой интенсивностью;

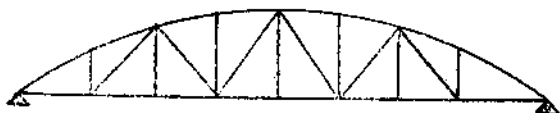


Рис. 166.

2) ввиду переменного угла наклона верхнего пояса, давление снега определяют по дифференциальному уклону, определяя интенсивность снега в каждой панели.

С достаточной точностью рекомендуем давление снега при расчете фермы принять по среднему уклону.

## § 120. Расчет сегментной фермы

1) Данные:

$$L = 20,62 \text{ м};$$

$$\frac{f}{L} = \frac{1}{7} = 3,00 \text{ м}.$$

Расстояние между фермами  $b = 4,30 \text{ м}$ .

Делим полуциркулю на 6 панелей, из которых крайнюю делаем 0,80 от средних.

### 2) Определение геометрических элементов

Радиус кривизны определяем по формуле:

$$R = \frac{L^2 + 4f^2}{8f} = \frac{20,62^2 + 4 \cdot 3^2}{8 \cdot 3} = 19,25 \text{ м}.$$

Средний угол наклона:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3}{10,31} = 0,29; \quad \alpha = 17^\circ 20'.$$

Центральный угол, соответствующий полуциркулю:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{L}{2(R-f)} = \frac{10,31}{16,25} = 0,634; \quad \beta = 32^\circ 25'.$$

Длина полудуги:

$$S = \frac{2\pi R\beta}{360} = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 19,25 \cdot 32,42}{360} = 10,90 \text{ м.}$$

Длина средних панелей:

$$S_1 = \frac{10,90}{5,80} = 1,88 \text{ м.}$$

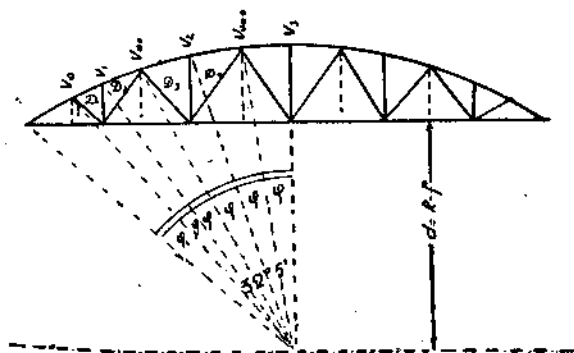


Рис. 167.

Длина крайней панели:

$$S_2 = 10,90 - 1,88 \times 5 = 1,50 \text{ м.}$$

Центральный угол, соответствующий средней панели:

$$\varphi_1 = \frac{32,25 \cdot 1,88}{10,90} = 5^\circ 36'.$$

Угол, соответствующий крайней панели:

$$\varphi_2 = \frac{32,25 \cdot 1,88}{10,90^\circ} = 4^\circ 30'.$$

Углы наклона касательных в каждой панели к горизонту.

1-я панель	32°25'
2-я "	27°56'
3-я "	22°20'
4-я "	16°45'
5-я "	11°11'
6-я "	5°36'

Стрела под'ема промежуточной панели верхнего пояса определяется по приближенной формуле:

$$f_1 = \frac{s_1^2}{8R} = \frac{188^2}{8 \cdot 1925} = 2,23 \text{ см.}$$

Стрела под'ема крайней панели:

$$f_2 = \frac{s_2^2}{8R} = \frac{150^2}{8 \cdot 1925} = 1,44 \text{ см.}$$

Длина хорды промежуточной панели:

$$\lambda_1 = \frac{2R \sin \varphi_1}{2} = 2 \cdot 19,25 \cdot \sin \frac{5^\circ 36'}{2} = 1,86 \text{ м.}$$

Длина хорды крайней панели:

$$\lambda_2 = 2R \sin \frac{\varphi_2}{2} = 2 \cdot 19,25 \cdot \sin \frac{4^\circ 30'}{2} = 1,50 \text{ м.}$$

Вычислим проекции панелей верхнего пояса на горизонтальную ось, определяя их как хорды соответствующих центральных углов:

$$l_4 = 0,5 \left( 2R \sin \frac{2\varphi_1}{2} \right) = 0,5 (2 \cdot 19,25 \cdot \sin 5^\circ 36') = 1,88 \text{ м;}$$

$$l_5 = 0,5 (2R \sin 11^\circ 11' - 2l_6) = 1,86 \text{ м;}$$

$$l_4 = 0,5 (2R \sin 16^\circ 45' - 2l_6 - 2l_5) = 1,81 \text{ м;}$$

$$l_3 = 0,5 (2R \sin 22^\circ 20' - 2l_6 - 2l_5 - 2l_4) = 1,76 \text{ м;}$$

$$l_2 = 0,5 (2R \sin 27^\circ 56' - 2l_6 - 2l_5 - 2l_4 - 2l_3) = 1,58 \text{ м;}$$

$$l_1 = 10,31 - 8,89 = 1,42 \text{ м.}$$

Длина панелей нижнего пояса определяется как сумма двух проекций смежных панелей верхнего пояса.

Для определения длин стоек и раскосов пользуемся аналитическим способом.

Уравнение окружности:

$$x^2 + y^2 = R^2$$

или

$$y = \sqrt{R^2 - x^2}.$$

Нас интересуют ординаты

$$y' = y - a,$$

или

$$y' = \sqrt{R^2 - x^2} - a,$$

где  $a = 16,25$  м.

$$V_{000} = \sqrt{R^2 - 1,88^2} - 16,25 = 2,90 \text{ м.}$$

$$V_2 = \sqrt{R^2 - 3,74^2} - 16,25 = 2,65 \text{ „}$$

$$V_{00} = \sqrt{R^2 - 5,55^2} - 16,25 = 2,20 \text{ „};$$

$$V_1 = \sqrt{R^2 - 7,31^2} - 16,25 = 1,60 \text{ „};$$

$$V_0 = \sqrt{R^2 - 8,89^2} - 16,25 = 0,85 \text{ „.}$$

Длину раскосов определяем из прямоугольных треугольников.

$$D_1 = \sqrt{V_0^2 + 1,58^2} = 1,80 \text{ м};$$

$$D_2 = \sqrt{V_{00}^2 + 1,76^2} = 2,82 \text{ „};$$

$$D_3 = \sqrt{V_{000}^2 + 1,81^2} = 2,83 \text{ „};$$

$$D_4 = \sqrt{V_{000}^2 + 1,86^2} = 3,44 \text{ „};$$

$$D_5 = \sqrt{V_{000}^2 + 1,88^2} = 3,45 \text{ „.}$$

### 3) Нагрузки

Из принятой схемы перекрытия нагрузка на  $1 \text{ кв. м}$  составляет:

а) Постоянная:

Вес гидроизоляционного слоя с обрешеткой . . . . . 30 кг

Вес термоизолятора (фибrolита) . . . . . 45 „

Подшивка из 2,5 см досок с пароизоляционным  
слоем . . . . . 20 „

Вес погонного метра прогонов . . . . . 10 „

Вес фермы  $\approx L$  . . . . . 20 „

## б) Временная:

Вес снега принят по новым нормам для слоя снежного покрова в  $h \leq 60$  см для цилиндр. кровель с подъемом  $< \frac{1}{6} = 60 \text{ кг/м}^2$ .

### 4) Расчет прогонов

Прогоны ставим на узлах и посредине панелей, т. е. в крайней панели через 0,75 м, в средних панелях через 0,94 м.

Нагрузка на 1 пог. м прогона:

Вес рубероида, обрешетки, термоизолятора и подшивки

95 · 0,94 . . . . .	90
Вес прогонов . . . . .	10
Давление снега 60 · 0,94 . . . . .	56
Итого . . . . .	160

Принимаем прогоны консольно-балочной системы равнопрогибные с выносом консоли:

$$a_1 = 0,211 l = \sim 90 \text{ см.}$$

$$M_{\max} = \frac{160 \cdot 4,3^2}{12} = 246 \text{ кг. м} = 24\,600 \text{ кг. см};$$

$$W = \frac{M}{[\sigma_a]} = \frac{24\,600}{88} = 280 \text{ см}^3.$$

Принимаем  $2 \times 5 \times 16$ ;  $W > 280$

**ПРИМЕЧАНИЕ.** Ввиду связи прогонов сверху и снизу опалубной обшивкой, влияние косоуго изгиба не учитывается и все прогоны могут быть осуществлены по рассчитанному.

### 5) Нагрузки на узлах фермы

а) Постоянная  $100 \cdot 4,3 \cdot 2 = 860 \text{ кг.}$   
Вес фермы  $20 \cdot 4,3 \cdot 1,58 = 160 \text{ кг.}$   

---

 $1020 \text{ кг.}$

б) Давление снега

$$60 \cdot 4,3 \times 1,88 = 475 \text{ кг.}$$

Для определения расчетных усилий строим одну диаграмму Кретоны от единичной нагрузки, расположенной на половине фермы. Расчетные данные получаем согласно приложенной таблице (рис. 168).

Таблица усилий

Наимен.	№	Усилие от 1	Усилие от одност. снега	Двусторонний свет	Постоян. нагрузка	Расч. усилие	Наимен.	№	Усилие от 1	Усилие от одност. снега	Двуст. свет	Постоян. нагрузка	Расч. усилие
Верхний пояс	1-9	-8,20	-3,90	-5,20	-11,10	-16,30	Сторки	10-11	-0,35	-0,166	-0,05	-0,11	-0,28
	2-10	-7,55	-3,58	-5,00	-10,70	-15,70		13-14	-0,40	-0,190	-0,02	-0,04	-0,23
	3-11	-7,30	-3,47	-4,82	-10,30	-15,12		16-17	0,00	-0,020	-0,04	-0,09	-0,13
	4-13	-6,30	-3,00	-4,66	-10,00	-14,66		19-20	+0,35	+0,166	-0,02	-0,04	+0,12
	5-14	-6,10	-2,90	-4,56	-9,80	-14,36		22-23	+0,25	+0,118	-0,05	-0,11	-0,16
	6-16	-4,70	-2,23	-4,46	-9,55	-14,01							
	7-17	-4,70	-2,23	-4,46	-9,55	-14,36		9-10	-0,25	-0,118	+0,05	+0,11	+0,16
	7-19	-3,50	-1,66	-4,56	-9,80	-14,66		11-12	+0,50	+0,23	-0,02	-0,04	+0,19
	7-20	-3,50	-1,66	-4,66	-10,00	-15,12		12-13	-0,60	-0,28	0,02	+0,04	-0,24
	7-22	-2,85	-1,35	-4,82	-10,30	-15,12		14-15	+1,05	+0,50	0,00	0,00	+0,50
Нижний пояс	7-23	-3,60	-1,42	-5,00	-10,70	-15,70	15-16	-1,40	-0,66	0,00	0,00	-0,66	
	7-24	-2,75	-1,30	-5,20	-11,10	-16,30	17-18	+1,40	+0,66	0,00	0,00	+0,66	
	8-9	+7,10	+3,37	+4,51	+9,70	+14,21	18-19	-1,05	-0,50	0,00	0,00	-0,50	
	8-12	+6,50	+3,09	+	+	+	20-21	+0,65	+0,30	+0,02	+0,04	+0,34	
	8-15	+5,50	+2,61	+	+	+	21-22	-0,55	-0,25	-0,02	-0,04	-0,29	
	8-18	+4,00	+1,90	+	+	+	23-24	+0,35	+0,166	+0,05	+0,11	+0,28	
	8-21	+3,00	+1,42	+	+	+							
	8-24	+2,00	+1,14	+	+	+							

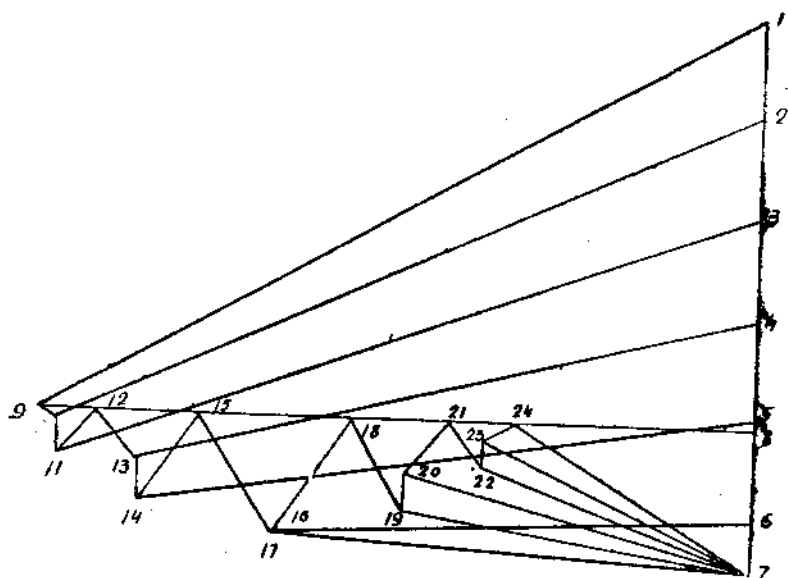
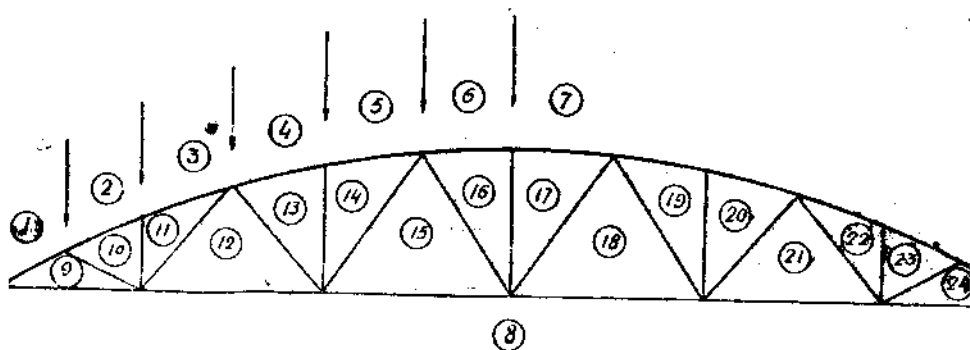


Рис. 168.

### 6) Расчетные моменты в панелях верхнего пояса

Наиболее напряженной является крайняя опорная панель верхнего пояса. Кроме того, первая панель защемлена только с одной стороны, на опоре считаем условно закрепление шарнирным. Ввиду небольшой разницы в усилиях, ограничиваются расчетом одной панели средней и крайней по наибольшему усилию. Разгружающее влияние прогона принимаем без сдвига. Уменьшение сжимающего усилия в панели пояса для этого случая не учитывается, ввиду его незначительности. Расчетный момент для любой панели верхнего пояса определяется по формуле:

$$M = N \frac{f}{3} - \frac{P_0 l}{8},$$



где

$N$  — продольная сила сжатия при полном нагружении,

$f$  — стрелка (эксцентриситет),

$l$  — длина панели,

$P_0$  — нагрузка от прогона.

Формула эта выводится из следующих соображений. Принимая отрезок дуги круга одной панели за параболу, будем иметь максимальный момент посередине  $M = Nf$ , нарастающий по закону параболы. Эквивалентная равномерно распределенная нагрузка определится из уравнения

$$M = \frac{ql^2}{8} = Nf.$$

откуда

$$q = \frac{8Nf}{l^2}.$$

Изгибающий момент в середине пролета (рис. 169):

$$M_{np} = \frac{ql^2}{24} = \frac{8Nf l^2}{l^2 \cdot 24} = \frac{Nf}{3}.$$

Опорный момент, очевидно, при балках, защемленных на обоих опорах, равен

$$M_0 = -2M_{np} = -\frac{2}{3}Nf.$$

Обратный разгружающий момент от действия сосредоточенной нагрузки посередине пролета

$$M_1 = \frac{P_0 l}{8},$$

где  $P_0$  — нагрузка на полупанели, или, выражая через узловую нагрузку, получим:

$$M_1 = \frac{Pl}{16}.$$

Таким образом окончательная формула имеет следующий вид:

$$M = \frac{Nf}{3} - \frac{P_0 l}{8},$$

или

$$M = \frac{Nf}{3} - \frac{Pl}{16}.$$

В первой панели, рассуждая таким же образом, выражение для момента примет вид:

$$M = \frac{9}{16}Nf'' - \frac{5}{32}P_0 l.$$

**ПРИМЕЧАНИЕ.** При устройстве кровли из сплошного застила разгружающий момент от прогона заменяется выражением

$$M_2 = \frac{p l^2}{24},$$

где  $p$  — погонная нагрузка на ферму от давления кровли.

Опорный момент в средних панелях определяется, как для защемленных балок; в крайней панели (второй опоре) — как для балки с одним защемленным и другим шарнирным концом.

Опорный момент в средних панелях, как видно из рисунка 169, выразится следующей формулой

$$M_0 = q_0 \frac{l^2}{12} - \frac{P_0 l \cos \alpha}{8} = \frac{2}{3} N f - \frac{P_0 l}{8} \cos \alpha.$$

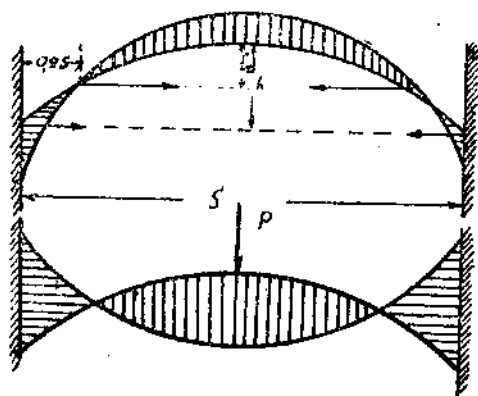


Рис. 169.

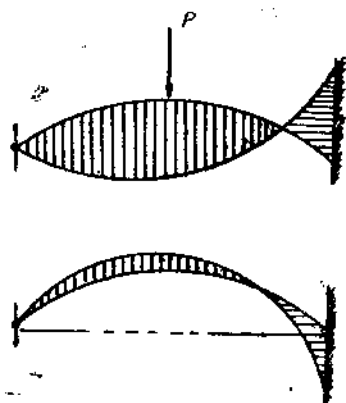


Рис. 170.

В крайней панели опорный момент равен, как видно на рисунка 170,

$$M_0 = \frac{q_0 l^2}{8} - \frac{3}{16} P_0 l \cos \alpha = N f'' - \frac{3}{16} P_0 l \cos \alpha.$$

## 7) Верхний пояс

Принимаем сечение из трех стоек (рис. 171).

При расчете на продольный изгиб принимают свободную длину панели:

а) из плоскости фермы, равной полудлине хорды (расстояние между прогонами),

б) в плоскости фермы, как элемент арки в среднем  $0,65 S$ , где  $S$  — длина дуги.

Момент инерции составного сечения на гвоздях принимаем согласно норм с учетом количества швов и гвоздевого сопряжения:

$$I_e = \frac{20 \times 20^3}{12 K_{сдв} K_{гв}} = \frac{20 \times 20^3}{12 \cdot 1,1 \cdot 1,08} = 11\,100 \text{ см}^4;$$

$$F = 20 \times 20 = 400 \text{ см}^2;$$

$$W_e = \frac{I_e}{Z} = \frac{11\,100}{10} = 1110 \text{ см}^3;$$

$$I_y = \left( \frac{2 \times 20 \cdot 5^3}{12} + \frac{20 \times 10^3}{12} + 2 \cdot 20 \cdot 5 \cdot 12 \cdot 5^2 \right) \frac{1}{1,10 \cdot 1,08} =$$

$$= 420 + 1680 + 31\,250 \frac{1}{1,10 \cdot 1,08} = 27\,800 \text{ см}^4;$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{F}} = \sqrt{\frac{11\,100}{400}} = 5,3 \text{ см};$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{F}} = \sqrt{\frac{27\,800}{400}} = 8,35 \text{ см}.$$

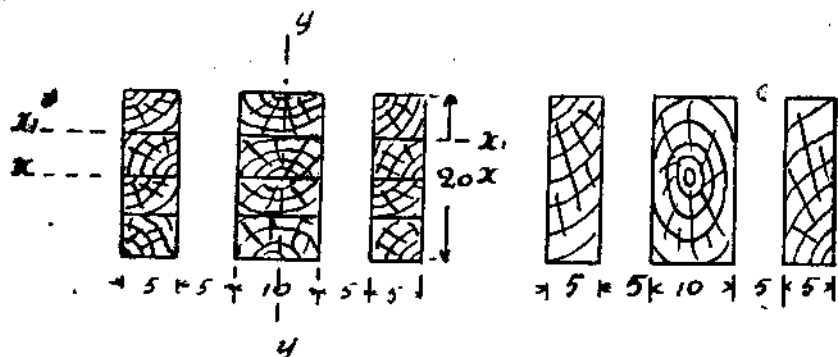


Рис. 171.

Средняя панель (вторая)

Гибкость относительно оси  $x$

$$i_x = \frac{l_x}{r_x} = \frac{0,65 \cdot 188}{5,3} = 23; \varphi_x = 0,84;$$

$$i_y = \frac{l_y}{r_y} = \frac{188}{2 \cdot 8,35} = 11,3; \varphi_y = 0,92.$$

ПРИМЕЧАНИЕ. При врубке прогона в пояс или при другом способе закрепления пояса, свободная длина на выгиб из плоскости фермы принимается равной расстоянию между прогонами.

Изгибающий момент в середине панели от эксцентричного приложения нормальной силы

$$M_1 = \frac{Nf}{3} = \frac{15700 \cdot 2,23}{3} = \sim 12000.$$

Изгибающий момент посредине панели от давления прогона без снега

$$M_2 = \frac{P_0 l \cos \alpha}{8},$$

где

$$\cos \alpha = \cos \left( \frac{27^\circ 56' + 22^\circ 20'}{2} \right) = 0,905.$$

$$M_2 = \frac{430 \cdot 1,86}{8} \cdot 0,905 = +8800.$$

Суммарный момент:

$$M_2 - M_1 = 12000 - 8800 = 3200 \text{ кг. см.}$$

Уменьшение допускаемого напряжения, вследствие наличия начальных напряжений от гнутья, определяем по вышесказанному:

$$\frac{R}{h} = \frac{1925}{5} = 385; \varphi_{22} = 0,80.$$

Фактическое напряжение для леса II марки, полусухой сосны III класса сооружений II:

$$\sigma_{\phi} = \frac{N}{\varphi F} + \frac{M [\sigma_-]}{W [\sigma_n]} \equiv \varphi_{22} \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 100;$$

$$\sigma_{\phi} = \frac{15700}{0,84 \cdot 400} + \frac{3200 \cdot 0,9}{1110} = 47 + 2,5 < 57.$$

Проверка напряжений на опоре:

$$M_0 = \frac{2}{3} Nf - \frac{P_0 l}{8} \cos \alpha = \frac{2}{3} \cdot 15700 \cdot 2,23 - \frac{430 \cdot 1,86 \cdot 0,905}{8} =$$

$$= 24000 - 8800 = 15200 \text{ кг. см.}$$

$$\sigma_{\phi} = \frac{N}{F} + \frac{M [\sigma_-]}{W [\sigma_n]} = \frac{15700}{400} + \frac{15200 \cdot 0,9}{1100} = 52 < 57.$$

Крайняя панель:

$$i_x = \frac{l_x}{r_x} = \frac{0,65 \cdot 150}{5,3} = 20; \varphi_x = 0,86;$$

$$i_y = \frac{l_y}{r_y} = \frac{150}{2 \cdot 8,35} = 9; \varphi_y = 0,93.$$

Изгибающий момент от эксцентриситета:

$$M_1 = -\frac{9}{16} N f'' = -\frac{9}{16} 16300 \cdot 1,44 = -13200.$$

Разгружающий момент от прогона без снега:

$$M_2 = \frac{5}{32} P_0 l \cos \alpha,$$

де

$$\cos \alpha = \cos \left( \frac{32^\circ 25' + 27^\circ 56'}{2} \right) = \cos 30^\circ 10' = 0,865;$$

$$M_2 = \frac{0,865 \cdot 430 \cdot 150 \cdot 5}{32} = \sim 8500 \text{ кг. см.}$$

Суммарный момент:

$$M_1 - M_2 = -13200 + 8500 = -4700 \text{ кг. см.}$$

Фактическое напряжение:

$$\sigma_{\phi} = \frac{N}{\varphi F} + \frac{M [\sigma_-]}{W [\sigma_n]} = \frac{16300}{0,86 \cdot 400} + \frac{4700}{1110} \cdot 0,9 = 50 + 4 < 57.$$

Проверка на опоре:

$$M = N f'' - \frac{3}{16} P_0 l \cos \alpha = 16300 \cdot 1,44 - \frac{3}{16} \cdot 430 \cdot 150 \cdot 0,865 = \\ = 13100 \text{ кг. см.}$$

$$\sigma_{\phi} = \frac{16300}{400} + \frac{13100}{\varnothing 110} \times 0,9 = 41 + 11 = 52 < 57.$$

## 8) Расчет гвоздей в верхнем поясе. Средние панели

Сдвигающее усилие от продольного изгиба относительно осей  $x-x$  (рис. 171) определяем по формуле Т. У. и Н., приведенной нами в разделе „Продольный изгиб“;

$$T_1 = K_{сд} \frac{S [\sigma_n]}{Z [\sigma_-]} \left( \frac{1}{\varphi_x} - 1 \right) \frac{N}{F},$$

де

$$S = 20 \times 10 \times 5 = 1000 \text{ см}^3;$$

$$Z = 10 \text{ см};$$

$$K_{сд} = 1,05.$$

Подставив эти данные, получим:

$$T_1 = 1,05 \cdot \frac{1000}{10} \cdot 1,1 \left( \frac{1}{0,84} - 1 \right) \frac{15700}{400} = 880 \text{ кг.}$$

Сдвигающее усилие во всей панели при учете защемления на опорах

$$T_1 = 4T_{11} = 4 \times 880 = 3520 \text{ кг.}$$

Сдвигающее усилие от поперечного изгиба относительно оси  $x-x$  определяем по формуле:

$$T dx = \frac{Q S dx}{I} = \frac{dM}{dx} \frac{S}{I} dx = dM \frac{S}{I};$$

$$\int_0^l T dx = \int_0^l dM \frac{S}{I} = M_{\max} \frac{S}{I}.$$

Для прямоугольных сечений, как известно

$$\frac{S}{I} = \frac{3}{2} \frac{1}{h};$$

$$T_1 = \frac{3}{2} \frac{M_{\max}}{h}.$$

Ввиду того, что эпюра изгибающих моментов имеет в защемленной балке 2 нулевых точки, то, очевидно, для определения сдвигающей силы на полупанели необходимо интегрировать, с одной стороны, в пределах от „0“ до опорного сечения, и от „0“ до середины—с другой (рис. 169). Тогда

$$T_{1/2} = \frac{3}{2} \frac{M_{оп}}{h} + \frac{3}{2} \frac{M_{пр}}{h} = \frac{3}{2} \cdot \frac{15200}{20} + \frac{3}{2} \cdot \frac{3200}{20} = 1380 \text{ кг.}$$

Суммарная сдвигающая сила на панели

$$3520 + 2 \cdot 1380 = 6280 \text{ кг.}$$

Сдвигающая сила по оси  $x_1-x_1$  определяется пропорционально статическим моментам:

$$T_{x_1-x_1} = T_{x-x} \frac{S_{x_1-x_1}}{S_{x-x}},$$

где

$$S_{x_1-x_1} = 20 \times 5 \times 7,5 = 750;$$

$$S_{x-x} = 20 \times 10 \times 5 = 1000.$$

Таким образом:

$$T_{x_1-x_1} = T_{x-x} \cdot \frac{750}{1000} = 0,75 \cdot 6280 = 4710 \text{ кг.}$$

Ставим гвозди 5,5 мм,  $l_{гв} = 175$  мм.

Допускаемое усилие на 1 срез гвоздя определяем из двух условий:

$$a) T_{ss} = 304d^2 \cdot 0,8 = 304 \cdot 0,55 \cdot 0,8 = 73 \text{ кг};$$

$$b) T_{ss} = 0,4 \times 5 \times 0,55 \times 80 \times 0,8 = 70 \text{ кг}.$$

**ПРИМЕЧАНИЕ.** Коэффициент для влажности не принимаем, так как к моменту полной нагрузки доски станут воздушно-сухими.

Необходимое количество срезов на панели.

$$a) \text{ по плоскости } x-x; m = \frac{6286}{70} = 90;$$

$$b) \text{ по плоскости } x_1-x_1; m_1 = \frac{4750}{70} = 68.$$

Ставим сверху и снизу по 4 гвоздя в ряд через  $2 \times 20 d = 40 \times 0,55 = 22 \text{ см}$  (рис. 172), а всего

$$\frac{188}{22} \times 4 \times 2 = \sim 72.$$

Таким образом имеем:

для плоскости  $x-x$  количество срезов  $= 72 < 90$

для плоскости  $x_1-x_1$  количество срезов  $= 36 < 68$ .

Недостающее количество срезов получаем от горизонтального забоя в сплошную прокладку или местные прокладки.

**ПРИМЕЧАНИЕ.** В запас прочности не учитываем усилие, воспринимаемое концом гвоздя, заходящего на 25 мм в 4-ю доску, а также не учитываем гвозди, забиваемые в узлах.

## 9) Горизонтальный забой гвоздей

Из соображений жесткости рекомендуется ставить сплошные прокладки между стенками. Горизонтальный забой гвоздей воспринимает недостающее сдвигающее усилие, а также сдвигающее усилие от продольного изгиба по отношению к оси  $y-y$  (рис. 171).

Принимаем гвозди 5 мм,  $l_{ss} = 150 \text{ мм}$ , через 22 см. Очевидно, что гвозди эти по расчету на восприятие сдвигающих сил относительно горизонтальной оси будут двусрезными. Допускаемое усилие на 1 срез:

$$T_{ss} = 0,4 \times 5 \times 0,5 \times 80 \times 0,8 = 64 \text{ кг};$$

$$T_{ss} = 304d^2 \cdot 0,8 = 304 \cdot 0,5^2 \cdot 0,8 = 61 \text{ кг}.$$

Таким образом для плоскости  $x_1-x_1$  добавочно срезов имеем:

$$\frac{62}{70} \cdot \frac{188}{22} \cdot 2 \cdot 2 = 32.$$

Для плоскости этой окончательно получим:

$$m_1 = 36 + 32 = 68;$$

для плоскости  $x-x$ :

$$m = 72 + 2 \times 32 = 136 > 90.$$

ПРИМЕЧАНИЕ. Гвозди горизонтального забоя с ливой воспринимают сдвигающее усилие относительно вертикальной оси, ввиду ее малой величины, и в поверке не нуждаются (рис. 172).

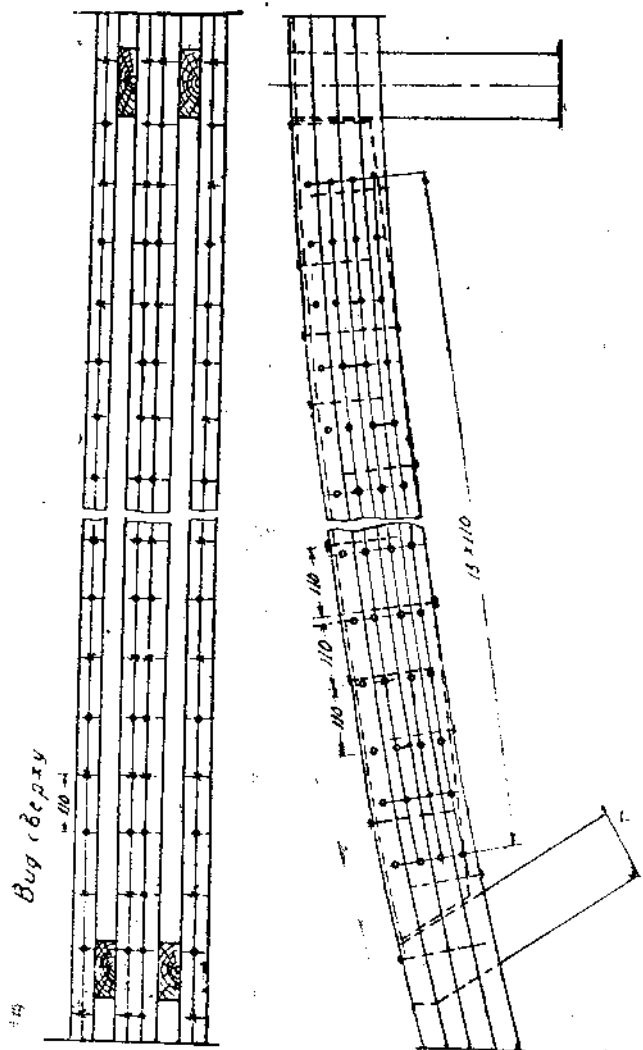


Рис. 172.



## 10) Крайняя панель

Сдвигающая сила относительно оси  $x-x$  от продольного изгиба будет по предыдущему

$$T_{11} = K_{сд} \cdot \frac{S [\tau_u]}{Z [\tau_1]} \left( \frac{1}{\varphi_s} - 1 \right) \frac{N}{F};$$

$$T_{11} = 1,05 \cdot \frac{1000}{10} \cdot 1,10 \left( \frac{1}{0,86} - 1 \right) \frac{16300}{400} = 750 \text{ кг.}$$

Усилие во всей панели как для балки с одной зашечленной, а второй шарнирной опорой:

$$T_1 = 750 \times 3 = 2250 \text{ кг.}$$

Сдвигающее усилие от поперечного изгиба находим также по предыдущему, причем, как видно из эпюры моментов (рис. 169), выражение для сдвигающей силы по всей панели будет:

$$T_1 = 2 \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{M_1}{h} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M_0}{h},$$

где  $M_1$  — пролетный момент = 4700 кг/см;  
 $M_0$  — опорный момент = 13100;

$$T_1 = 2 \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{4700}{20} + \frac{3}{2} \cdot \frac{13100}{20} = \sim 1700 \text{ кг.}$$

Суммарная сдвигающая сила относительно  $x-x$ :

$$1700 + 2250 \approx 4000.$$

Сдвигающая сила относительно оси  $x_1-x_1$ :

$$4000 \cdot \frac{3}{4} = 3000.$$

При гвоздях 5,5 мм и  $l_{гв} = 175$  мм количество необходимых гвоздей:

а) для оси  $x-x = \frac{4000}{70} = 57$ ;

б) для оси  $x_1-x_1 = \frac{3000}{70} = 42$ .

Ставим гвозди через 22 см по 4 штуки, а всего сверху и снизу

$$\frac{150}{22} \cdot 4 \cdot 2 = 56.$$

Таким образом для оси  $x_1-x_1$  количество срезов составляет

$$28 < 42.$$

Недостающее количество гвоздей получаем от горизонтального забоя.

## 11) Горизонтальный забой

Забиваем с двух сторон в сплошные прокладки гвозди  $\varnothing 5$  мм и  $l_{за} = 150$  мм через 22 см. Таким образом количество добавочных срезов:

а) для плоскости  $x_1-x_1$ :

$$\frac{62}{70} \cdot \frac{150}{22} \cdot 2 \cdot 2 = 25;$$

б) для плоскости  $x-x$ :

$$2 \cdot 25 = 50,$$

а всего срезов для плоскости  $x_1-x_1$

$$28 + 25 > 42,$$

для плоскости  $x-x$

$$56 + 50 > 57.$$

## 12) Нижний пояс

Из конструктивных соображений приходится нижний пояс также запроектировать из трех поставленных на ребро элементов. Несмотря на то, что сечение нижнего пояса может быть

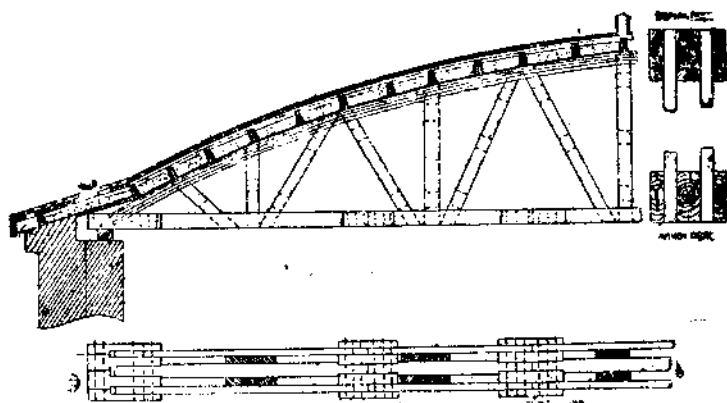


Рис. 173.

меньше сечения верхнего, ввиду небольших действующих усилий, желательно однако делать нижний пояс одинакового сечения с верхним. Во всяком случае, как минимум, высота должна быть 15 см из условия размещения гвоздей в узлах. В нашем случае принято сечение одинаковой высоты с верхним поясом (рис. 173).

### 13) Расчет стыка

Стык конструируем на деревянных накладках и болтовых нагелях, рассчитываем по усилию  $N_+ = 14,21 \text{ т}$ . Принимаем болты  $\varnothing 16 \text{ мм}$ .

$$T_n = 0,5 \times 1,6 \times 5 \times 80 \times 0,9 \times 0,8 = 230 \text{ кг};$$

$$T_n = 167,3 d^2 \cdot k = 167,3 \times 1,6^2 \times 0,72 = 300 \text{ кг}.$$

Необходимое количество 6 срезных болтов

$$\frac{14110}{6 \times 230} = \sim 11.$$

Размещение болтов.

Из условия допускаемых напряжений:

$$20(20 - 1,6 \text{ м}) [\sigma_+] = N_+;$$

$$20(20 - 1,6 \text{ м}) 100 \cdot 0,72 = 14100;$$

откуда

$$m = \sim 6.$$

Из условия размещения:

$$m = \frac{b - 0,5d}{2,5d} = \frac{20 - 0,8}{4} = \sim 4.$$

Ставим 4 болта в сечении, а всего 3 ряда. Проверка напряжений, очевидно, не требуется (рис. 174).

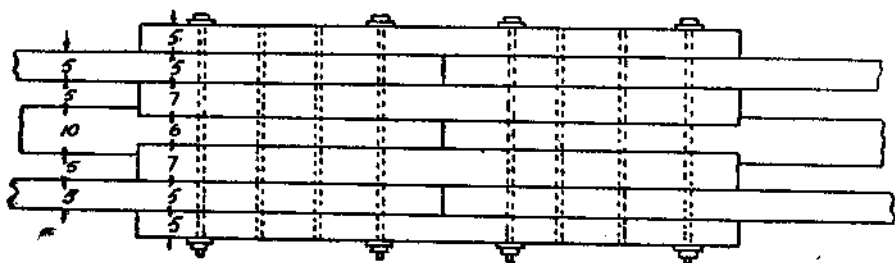


Рис. 174.

### 14) Опорный узел

Как уже сказано было в общей части, опорный узел является единственно сложным узлом в данной конструкции.

Он обыкновенно решается двояко:

а) С продольными горизонтальными натяжными болтами, воспринимающими усилие нижнего пояса, который обрезывается в узле по нижней грани верхнего пояса (рис. 175).

Этот вариант дает хорошее решение укороченного узла, но требует большого раскола металла.

б) С деревянной хвостовой частью, в которой усилие нижнего пояса воспринимается накладками и прокладками на болтах,



причем врубка может быть биссектрисной или трехбиссектрисной со вставными вкладышами (рис. 176).

1-й вариант.

Усилие, передающееся на прокладку (с половины смежных элементов)

$$14\,100 \cdot \frac{7,5}{20} = 5300.$$

Площадь сечения болтов:

$$F_b = \frac{5300}{1100} = 4,82 \text{ см}^2.$$

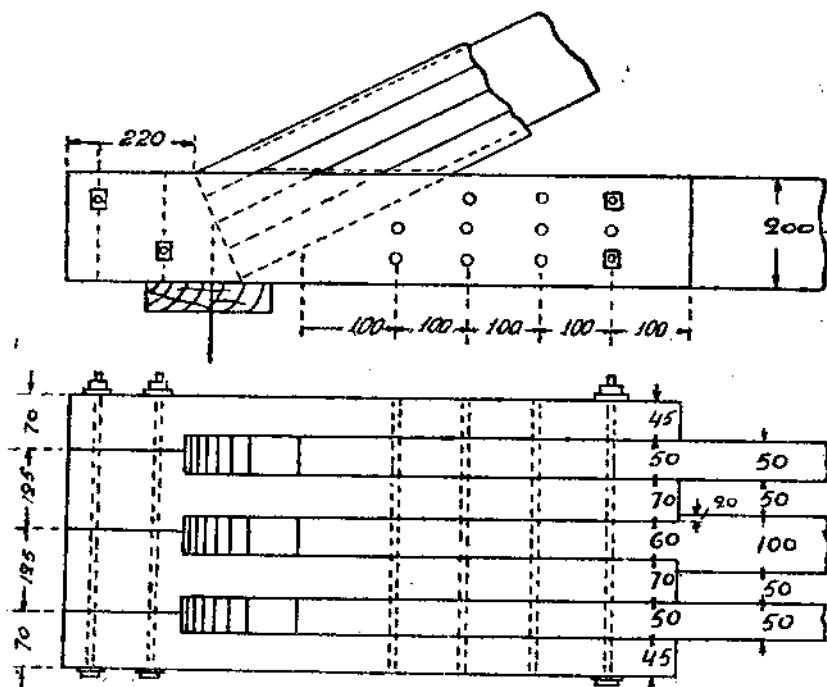


Рис. 176.

Принимаем 2 болта  $\varnothing 19$  мм. Усилие, передающееся на накладку (с половины крайнего элемента):

$$\frac{14\,100 \cdot 2,5}{20} = 1800 \text{ кг.}$$

Сечение болтов:

$$F_b = \frac{1800}{1100} = 1,7 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 болта  $\varnothing 16$  мм.

Шайбы в торцах прокладок и накладок по допускаемому напряжению, а именно в торце прокладки  $70 \times 200 \times 10$ .

Смятие торца прокладки под шайбой:

$$\sigma_c = \frac{5300}{7 \times 20} = 40 < 80 \times 0,72.$$

Нижний пояс прикрепляем на болтовых нагелях  $\varnothing 16$  мм—11 штук, согласно расчета стыка.

2-й вариант.

Опорный узел состоит из 2-х прокладок и 2-х накладок. Верхний пояс опирается на пять прокладок и накладок по биссектрисе. Допускаемое напряжение на смятие при угле наклона 1-й панели:

$$[\sigma]_{32} = \frac{65 \times 0,72}{2} = 47 \text{ кг.см}^2.$$

Фактическое напряжение:

$$\sigma_{\phi} = \frac{N_+}{F_c} = \frac{14\,100}{400} = 35,5.$$

Средняя прокладка по предыдущему воспринимает усилие 5300. При ослаблении ее болтами  $\varnothing 16$  мм:

$$F_n = 5 \times (20 - 3 \cdot 1,6) = 75 \text{ см}^2;$$

$$\sigma_+ = \frac{5300}{75} = 70 < 0,72 \cdot 100 \text{ кг/см}^2.$$

Скалывание. На одну плоскость приходится усилие:

$$\frac{N_+}{6} = \frac{14\,100}{6} = 2350 \text{ кг};$$

$$l_t = \frac{N_+}{h[t]} = \frac{2350}{12 \cdot 0,72 \cdot 20} = \sim 15 \text{ см.}$$

Принимаем 25 см (рис. 176).

### 15) Решетка

Сечение решетки и прикрепление в узлах рассчитывается по наибольшему усилию, принимая остальные элементы одинаковыми.

Наибольшее сжатие—660 кг.

Принимаем сечение  $2 \times 5 \times 15$  (рис. 173).

$$F = 150 \text{ см}^2;$$

$$I_x = \frac{2 \cdot 5 \cdot 15^3}{12} = 2872 \text{ см}^4;$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{F}} = \sqrt{\frac{2872}{150}} = 4,33 \text{ см.}$$

Свободная длина на продольный изгиб  $l = 3,45$  м.

$$i_x = \frac{345}{4,3} = 80; \quad \varphi_x = 0,44;$$

$$I_y = 2 \times \frac{15 \times 5^3}{12} + 15 \times 5 \times 7,5^2 \times 2 = 8750 \text{ см}^4;$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{F}} = \sqrt{\frac{8750}{150}} = 7,63;$$

$$i_y = \frac{l}{r_y} = \frac{345}{7,6} = 45;$$

$$\varphi_y = 0,68.$$

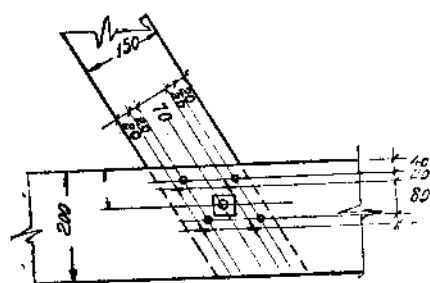


Рис. 177.

Расстояние между прокладками делаем 1,15 м.

$$r_y = 0,289 \cdot 5 = 1,45 \text{ см};$$

$$i_1 = \frac{115}{1,45} = 80; \quad \varphi_1 = 0,44.$$

Фактическое напряжение:

$$\frac{660}{\varphi_1 \cdot \varphi_y \cdot F} = \frac{660}{0,68 \cdot 0,44 \cdot 150} = 15 < 0,72 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 100.$$

Прикрепление в узлах делаем на гвоздях  $\varnothing = 5$  мм,  $l_{гв} = 150$  мм. Допускаемое усилие на 2-срезный гвоздь:

$$a) T_{гв} = 0,5 \times 5 \times 0,5 \times 0,72 \times 80 \times 2 = 144 \text{ кг};$$

$$b) T_{гв} = 2 \times 304 d^2 \times 0,72 = 2 \times 304 \cdot 0,5^2 \cdot 0,72 = 109 \text{ кг}.$$

Необходимо количество гвоздей  $\frac{660}{109} = 6$ , т. е. по 3 шт. с каждой стороны (рис. 177).

Сдвигающая сила при продольном изгибе сжатых элементов решетки воспринимается гвоздями  $\varnothing = 5$  мм,  $l_{гв} = 110$  мм.  $T_{гв}$  (по предыдущему) = 55 кг.

$$T_{г} = 1,03 \frac{5 \times 15 \times 7,5}{10} \cdot 1,1 \left( \frac{1}{0,68} - 1 \right) \frac{660}{150} = 127 \text{ кг}.$$

Необходимо срезов  $\frac{127}{55} = 3$  шт.

Ставим 4 гвоздя по 2 с каждой стороны. Рекомендуется ставить стяжной болт (рис. 177) в узле.

## 16) Мауэрлаты

$$\text{Реакция опоры} \frac{1500 \times 10}{2} = 7500 \text{ кг.}$$

Требуемая ширина мауэрлата при ширине нижнего пояса с накладками в 35 см и допускаемом напряжении на смятие дерева поперек волокон  $25 \times 0,72 = 18 \text{ кг/см}^2$ .

$$b = \frac{7500}{18,35} = 12 \text{ см.}$$

Принимаем  $16 \times 20$ .

Длина подушки при допускаемом напряжении на кладку в  $8 \text{ кг/см}^2$ :

$$l_m = \frac{7500}{20 \cdot 8} = \sim 50 \text{ см.}$$

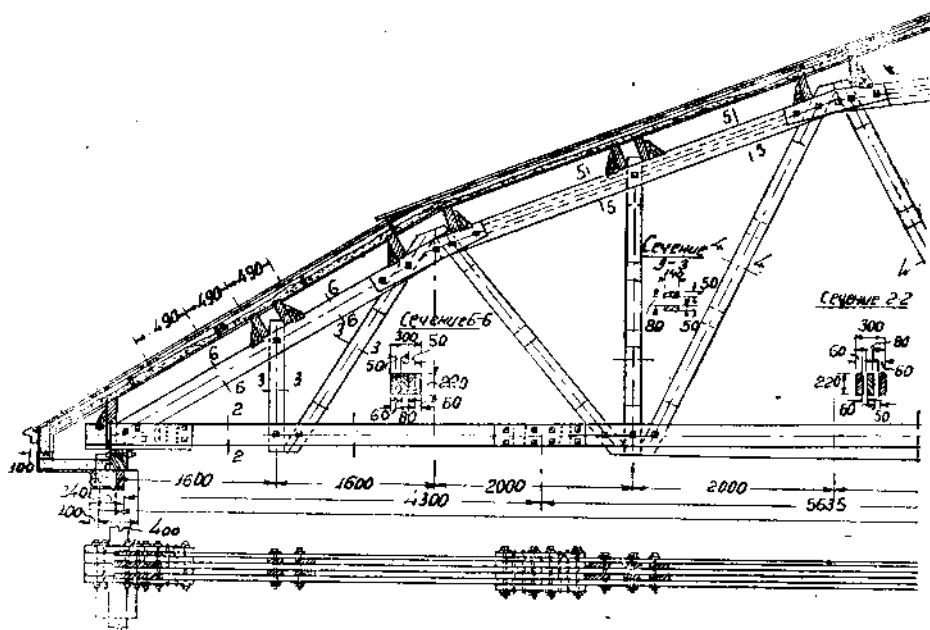


Рис. 178.

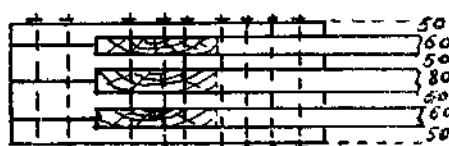
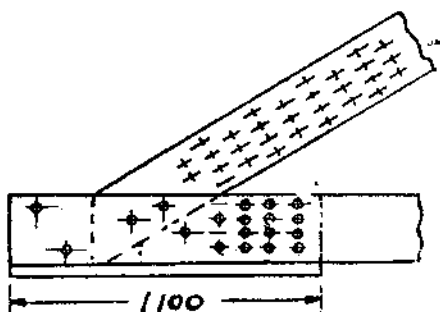
## § 120. Деревянная полигональная параболическая ферма

В журнале № 4 „Проект и стандарт“ за 1934 г. инженером Жаком приведено описание полигональной параболической фермы, запроектированной Цемпроектком для перекрытия фабричного зала Сухоложского Асботрубного завода (рис. 178).



Ферма эта, сохраняя за собою положительные качества сегментных ферм, в некотором отношении экономичнее и рациональнее последних, а именно:

1) Сегментные фермы требуют большой расход гвоздей для скрепления досок верхнего пояса.



Опорный узел.

Рис. 179.

2) Забивка гвоздей происходит в узкие кромки досок, что весьма неудобно в работе.

3) Необходимо загружать равномерно верхний пояс, что не всегда удобно и возможно, как, например, при шиферной кровле, или при необходимости надстройки для светового фонаря.

4) Невозможно вести сборное строительство, заготовив хотя бы фермы из двух половин, что в производственном отношении желательно.

Полигональная ферма, запроектированная для одинакового пролета с сегментной, дала экономию как на древесине, так и на гвоздях

(вместо 12—7 проц.), причем помимо экономического эффекта полигональная параболическая ферма имеет по сравнению с сегментной следующие конструктивные преимущества:

1) Верхний пояс состоит из целых, прямых досок, что проще в осуществлении и экономит гвозди.

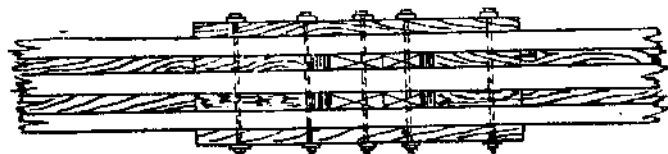


Рис. 180.

2) Возможна заготовка и транспортировка фермы частями с последующей сборкой на месте.

3) Опорный узел, который довольно затруднителен в сегментной ферме, решается просто. Смятие происходит по целому сечению, а не по ряду отдельных площадок, что должно давать менее рыхлые деформации.

Данная ферма имеет особое преимущество для больших пролетов, так как в этом случае ломаная ось фермы менее отклоняется от кривой давления. Ввиду указанных преимуществ данная ферма заслуживает внимания.

На рисунках указаны: общий вид и деталь узла, заимствованные из указанного журнала (рис. 178, 179, 180).

РАСЧЕТ ТРЕУГОЛЬНОЙ ФЕРМЫ

**А. Данные:**

- 1) Пролет фермы в свету 16,12 м, расчетный пролет 16,52 м.
- 2) Расстояние между фермами  $b = 5,70$  м.
- 3) Подъем фермы  $f = \frac{1}{6}L = 2,75$  м.
- 4) Класс сооружений II, марка леса I, сосна в. с.
- 5) Подвесной потолок с временной нагрузкой—50 кг/м<sup>2</sup>.
- 6) Выбрана ферма с восемью панелями и нисходящими раскосами.

**Б. Определение геометрических элементов фермы**

Длина панели нижнего пояса:

$$U_1 = U_2 = U_3 \dots = \frac{16,52}{8} = 2,065.$$

Угол наклона верхнего пояса к горизонту:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{3}; \quad \alpha = 18^\circ 30'.$$

Длина панели верхнего пояса:

$$O_1 = O_2 \dots = \frac{2,75}{\sin 18^\circ 30' \cdot 4} = 2,15 \text{ м.}$$

Длина средней стойки по заданию  $V_4 = 2,75$  м.

Длина остальных стоек пропорционально уменьшается:

$$V_1 = 0,69 \text{ м}; \quad V_2 = 1,38 \text{ м}; \quad V_3 = 2,06 \text{ м.}$$

Длину раскосов определяем как гипотенузу прямоугольных треугольников, а именно:

$$D_1 = \sqrt{0,69^2 + 2,06^2} = 2,15 \text{ м};$$

$$D_2 = \sqrt{1,38^2 + 2,06^2} = 2,48 \text{ „}$$

$$D_3 = \sqrt{2,06^2 + 2,06^2} = 2,90 \text{ „}$$

**ПРИМЕЧАНИЕ.** Конструктивно-строительный подъем в  $\frac{1}{200}L$  не учитываем, ввиду его ничтожного влияния на размеры элементов фермы. При сборке, конечно, верхний пояс получит небольшой подъем.

## В. Расчет верхних прогонов

Прогоны конструируем разрезными. Нагрузка:

а) Постоянная.

Вес кровли с обрешеткой на 1 кв. м горизонтальной проекции — 35 кг.

На 1 пог. м прогона.  $35 \times 2,15 = 75$  кг

Соб. вес прогона (ориентировочно) при:

$$h = \sim \frac{1}{25} l = \sim 24 \text{ см};$$

$$b = 0,7h = \sim 16 \text{ см}$$

составляет:

$$0,16 \cdot 0,24 \cdot 650 = 25 \text{ кг}$$

б) Временная.

Давление снега при высоте снегового покрова, например, для г. Гомеля 27 см (по нормам) на  $1 \text{ м}^2 = 1,6 \cdot 27 = 43 \text{ кг/м}^2$ ,

а на 1 пог. м прогона  $43 \cdot 2,15 = 93 \text{ кг}$

Итого  $193 \sim 200 \text{ кг}$

Сечение определяем по ранее приведенным формулам:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{200 \cdot 5,7^2}{8} = 810 \text{ кг/м} = 81\,000 \text{ кг/см.}$$

При допускаемом прогибе в  $\frac{1}{250} l$  получим:

$$l = 300 Q l^2,$$

где  $Q = 0,2 \cdot 5,7 = 1,14 \text{ т}$ ,

$l = 5,7 \text{ м}$ , и, следовательно,

$$l = 300 \cdot 1,14 \cdot 5,7^2 = 11\,140 \text{ см}^4.$$

Принято нами сечение  $14 \times 22$ .

$$W = \frac{14 \cdot 22^2}{6} = 1120 \text{ см}^3;$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{81\,000}{1120} = 72 < 110.$$

## Г. Расчет нижних прогонов

Принятая конструкция подвесного потолка изображена на чертеже.

Нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  потолка:

- 1) Штукатурка с подшивкой . . . . . 30 кг
- 2) Пароизоляционный слой из толя . . . . . 5 "
- 3) Термоизоляционный слой из очесов войлочного производства, пропитанных глиной . . 30 "
- 4) Засыпка 2 см песком . . . . . 30 "
- 5) Ходовые доски . . . . . 10 "
- 6) Временная нагрузка  $50 \cdot 0,8$  . . . . . 40 "

Всего . . . . . 145 кг/м<sup>2</sup>

На 1 пог. м прогона:

$$\begin{array}{r} 145 \cdot 2,06 = 300 \text{ кг} \\ \text{Соб. вес прогона (ориентировочно)} \quad \frac{25}{25} \\ \hline \text{Итого} \dots \dots \dots 325 \text{ кг/пог. м.} \end{array}$$

На весь прогон:

$$Q = 0,325 \cdot 5,7 = 1,83 \text{ т.}$$

Необходимое сечение определяем по предыдущему на прочность и жесткость:

$$M = \frac{325 \cdot 5,7^2}{8} = 1320 \text{ кг. м.};$$

$$W = \frac{132000}{110} = 1200 \text{ см}^3;$$

$$I = 300 \cdot 1,83 \cdot 5,7^2 = 17870 \text{ см}^4.$$

Для брусчатых сечений имеем:

1) по прочности

$$h = 2\sqrt[3]{W} = 2\sqrt[3]{1200} = \sim 22 \text{ см.};$$

2) по жесткости

$$h = 2\sqrt[4]{I} = 2\sqrt[4]{17870} = \sim 24 \text{ ,,}$$

Принимаем сечение

$$16 \times 24 \text{ см.}$$

#### Д. Узловые нагрузки на ферму:

1) на верхние узлы:

а) от прогона  $200 \cdot 5,7 = 1140$ ;

б) половина собственного веса фермы, принятого нами по эмпирической формуле  $1,5 L$  в кг на кв. м проекции или на узел

$$\frac{2,06 \cdot 5,7 \cdot 1,5 \cdot 16,5}{2} = 145$$

$$\text{Итого} \dots \dots \dots 1285 \sim 1300 \text{ кг}$$

2) На нижние узлы:

а) от прогона

$$325 \cdot 5,7 = 1850;$$

б) половина веса фермы

$$145$$

$$\text{Итого} 1995 \sim 2000.$$

Строим диаграмму Кремоны и определяем усилия в элементах, причем, как уже было указано, в треугольных фермах влияние одностороннего снега не является расчетным.

Таблица расчетных усилий

Место	№	Длина м	Уси- лие в Т	Место	№	Длина м	Уси- лие в Т	Сопряжение	
								с верх- ним попсом	с ниж- ним попсом
Верхний пояс	2—19	2,15	35,50	Стойки	19—20	0,69	1,80	71°30	90°
	3—21	2,15	31,00		21—22	1,38	4,00	71°30	90°
	4—23	2,15	26,00		23—24	2,06	5,20	71°30	90°
	5,25	2,15	20,60		25—26	2,75	12,00	71°30	90°
Нижний пояс	18—19	2,06	33,60	Раскосы	20—21	2,15	4,50	37°	18°30
	20—17	2,06	33,60		22—23	2,48	6,00	52°30	34°
	22—16	2,06	29,50		24—25	2,90	7,00	63°30	45°
	24—15	2,06	25,00						

### Е. Подбор сечений верхнего пояса

Сечение верхнего пояса подбираем по наиболее нагруженной панели, а именно по усилию 35,50 т.

По формуле Морике:

$$F = 0,9 (14P + 9L^2) = 0,9 (14 \cdot 35,5 + 9 \cdot 2,15^2) = 484 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение  $3 \times 7 \times 24$  с промежутками в 7 см.

Проверка:

$$r_x = 0,289 \cdot 24 = 6,32; \quad i_x = \frac{l}{r_x} = \frac{215}{6,32} = 31; \quad \varphi_x = 0,78;$$

$$r_y \text{ (по таблице) } 11,61; \quad i_y = \frac{l}{r_y} = \frac{215}{11,64} = 18; \quad \varphi_y = 0,87;$$

$$\sigma_{\varphi} = \frac{35500}{3 \times 7 \times 24} = 70 = < 0,78 \cdot 100.$$

Остальные панели имеют запас и в проверке не нуждаются.

Расчет прокладок.

1 панель.

$$\varphi_1 = \frac{\varphi_x}{\varphi_y} \frac{\sigma_{\varphi}}{[\sigma]} \frac{0,78 \cdot 70}{0,87 \cdot 78} = 0,8; \quad i_1 = 30;$$

$$r_1 = 0,289 \cdot 7 = 2,02 \text{ см};$$

$$\frac{l_1}{r_1} = 30; \quad l_1 = 30 \cdot 2 = 60 \text{ см}.$$

Ставим 3 прокладки; фактическое расстояние:

$$l_1 = \frac{215}{4} = 56 < 60.$$

В остальных панелях ставим 2 прокладки на взаимном расстоянии:

$$l_1 = \frac{215}{3} = 71.$$

Прикрепление прокладок.

*I панель.*

$$T_{\frac{l}{2}} = K_{сдв} \frac{S}{Z} \frac{[\sigma_u]}{[\sigma_-]} \left( \frac{1}{\varphi_y} - 1 \right) \frac{N}{F} = K_m N.$$

Из таблицы 6 находим  $K_m$  при  $\varphi_y = 0,87$ .

$$K_m = 0,05; \quad T_{\frac{l}{2}} = 0,05 \cdot 35\,500 = 1775 \text{ кг.}$$

Ставим болты  $\varnothing 16$  мм.

$$T_n = 167,3 d^2 = 167,3 \cdot 1,6^2 = 420 \text{ кг;}$$

$$\bar{T}_n = 40 cd = 40 \cdot 7 \cdot 1,6 = 448 \text{ кг.}$$

Необходимо поставить болтов:

$$n = \frac{1775}{420} = \sim 4 \text{ шт.}$$

Кроме того, ставим пару гвоздей.

*II панель.*

$$T_{\frac{l}{2}} = 0,05 \cdot 31,00 = 1,550.$$

$$n = \frac{1550}{420} = \sim 4 \text{ шт.}$$

*III и IV панель.*

$$T_{\frac{l}{2}} = 0,05 \cdot 26,00 = 1,30 \text{ т.}$$

$$n = \frac{1300}{420} = \sim 3 \text{ шт.}$$

**Ж. Подбор сечений нижнего пояса**

Необходимо сечение:

$$F_{ср} = \frac{33\,600}{100} \cdot 1,4 = 470 \text{ см}^2.$$

Принимаем то же сечение  $3 \times 7 \times 24$ .

Расчет стыка в панели 18—19.

Стык конструируем на болтовых нагелях  $\varnothing 16$  мм. Допускаемое усилие на 1 срез нагеля по предыдущему:

$$T_n = 420 \text{ кг.}$$

Необходимо 6-срезных болтов:

$$n = \frac{33\,600}{6 \cdot 420} = 13.$$

Расстановка болтов.

1) Из условия размещения

$$(m-1)2,5d + 2 \cdot 1,5d = b,$$

откуда

$$m = \frac{b - 0,5d}{2,5d} = \frac{24 - 0,8}{4} = \sim 5.$$

2) Из условия допускаемых напряжений:

$$3c(b - md) [\sigma_+] = N_+.$$

Подставив значение букв, получим:

$$3 \cdot 7 (24 - 1,6m) \cdot 100 = 33\,600,$$

откуда

$$m = 4.$$

Ставим 4 болта в ряд. Длина накладки:

$$l_n = 2 \cdot 5 \cdot 5d = 50d = 80 \text{ см.}$$

Стык в панели 22—16;  $P = 29,5$  т.

Необходимо 6-срезных болтов:

$$n = \frac{29\,500}{6 \cdot 4,20} = 12.$$

### 3. Подбор сечений решетки

Стойки проектируем металлическими, парными.

Стойка 25—26;  $P = 12$  т.

$$F_6 = \frac{12\,000}{1100} = 11 \text{ см}^2.$$

Принимаем  $2 \varnothing 28$  мм.

Стойки остальные.

$$F_6 = \frac{5200}{1100} = 4,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем  $2 \varnothing 19$  мм.



Шайбы осуществляем из швеллерного отрезка. Напряжение смятия под наиболее сильной стойкой:

$$\sigma_c = \frac{1200}{20 \cdot 35} = 17 < 20.$$

Раскосы конструируем из двух элементов, причем все узлы запроектированы на трехлобовых врубках с фасонными вкладышами. Все раскосы проектируем из  $2 \times 7 \times 20$ .

Раскос 24—25;  $P = 7,00$  т;  $l = 2,75$  м.

Проверка.

$$r_x = 0,289 \cdot 20 = 5,78 \text{ см}; i_x = \frac{l}{r_x} = \frac{275}{5,78} = 47; \varphi_x = 0,67;$$

$$r_y \text{ (по таблице)} 7,29 \text{ см}; i_y = \frac{l}{r_y} = \frac{275}{7,29} = 37; \varphi_y = 0,74.$$

При двух прокладках в третях пролета:

$$i_1 = \frac{l_1}{r_1} = \frac{268}{3 \cdot 2} = 47; \varphi_1 = 0,67;$$

$$\varphi_1 \cdot \varphi_y = 0,74 \cdot 0,67 = \sim 0,50;$$

$$\sigma_{\phi} = \frac{7000}{2 \cdot 7,20} = 25 < 0,5 \cdot 100.$$

Остальные раскосы в проверке не нуждаются.

Прикрепление прокладок.

По таблице 6 находим для  $\varphi_y = 0,74$ ,  $K_m = 0,13$ ;

$$T_1 = 0,13 \cdot 7000 = 910 \text{ кг.}$$

Ставим нагель  $\varnothing 16$  мм;  $T_n = 420$  кг.

Потребное количество нагелей:

$$n = \frac{910}{420} \sim 3.$$

## И. Проверка узловых сопряжений

Проверке подвергаем опорный узел и промежуточный узел.

Опорный узел.

Узел решен биссектрисной щековой врубкой. Допускаемое напряжение:

$$[\sigma_c]_{90} = 75 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

Фактическое напряжение:

$$\sigma_c = \frac{35\,600}{3 \cdot 7 \cdot 24} = 70 < 75.$$

Необходимая длина на скалывание:

$$l_t = \frac{N_+}{6h[t]} = \frac{33\,600}{6 \cdot 24 \cdot 12} = \sim 19 \text{ см.}$$

Принимаем  $l_t = h = 24 \text{ см.}$

ПРИМЕЧАНИЕ. Опыты последнего времени показали преимущество ортогональной щековой врубки, как обеспечивающей против отдиранья скалываемой части. В таком случае допускаемое напряжение, ввиду увеличения угла  $[\sigma_c]_{90^\circ} = 65 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$ ; фактическое же напряжение по предыдущему равно  $70 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$ , что считаем допустимым.

Промежуточный узел.

Для простоты проектируем все узлы на трехлобовых врубках с одинаковыми фасонными вкладышами, с углом  $30^\circ$  к горизонтали. При больших усилиях рационально проектировать узлы на трехбиссектрисных врубках. Для определения углов строим эпюру углов.

Действующие усилия определяем по теореме синусов:

$$\frac{N_1}{N_-} = \frac{\sin 45^\circ}{\sin 12^\circ} = \frac{0,71}{0,87} = 0,82;$$

$$\frac{N_2}{N_-} = \frac{\sin 15^\circ}{\sin 12^\circ} = \frac{0,26}{0,87} = 0,30;$$

$$N_1 = 7000 \cdot 0,82 = 5740 \text{ кг};$$

$$N_2 = 7000 \cdot 0,30 = 2100 \text{ кг.}$$

Напряжение смятия во вкладыше:

$$\sigma_c = \frac{5740}{2 \cdot 12 \cdot 7} = 34 < [\sigma_c]_{90^\circ}.$$

Напряжение смятия в прокладке:

$$\sigma_c = \frac{2100}{2 \cdot 12 \cdot 7} = 12,5 < [\sigma_c]_{18^\circ}.$$

### К. Прикрепление узловых прокладок

Ввиду центрирования всех сил в узле, равнодействующая сил, действующих на узловую прокладку, равна разности усилий, действующих в смежных панелях пояса. Расчету подлежит узловая прокладка. Усилие, действующее на прокладку—

5400 кг. Прокладку прикрепляем нагелями  $\varnothing 16$  мм;  $T_n = 420$  кг.  
Необходимо нагелей

$$n = \frac{5400}{4 \cdot 420} = \sim 3.$$

#### Л. Подбор мауэрлата

Опорная реакция:

$$\frac{8 \cdot (1 \cdot 400 + 2000)}{2} = 13\,600 \text{ кг.}$$

Необходима площадь мауэрлата:

$$F_n = \frac{13\,600}{\sigma_k},$$

где  $\sigma_k$  — допускаемое напряжение на кладку зависит от раствора. В данном случае примем  $\sigma_k$  для кладки на смешанном растворе  $10 \text{ кг/см}^2$ .

$$\frac{13\,600}{10} = 1360 \text{ см}^2.$$

Принимаем мауэрлат площадью  $20 \times 70$ .

Длина консоли:

$$a = \frac{70 - 35}{2} = 17,5 \text{ см.}$$

$$M_{из} = \frac{10 \cdot 20 \cdot 17,5}{2} = 32\,000 \text{ кг. см.}$$

$$W = \frac{32\,000}{110} = 300 \text{ см}^3.$$

При ширине  $b = 20$  см необходима высота  $10$  см.

Принимаем высоту  $15$  см.

Рисунки, поясняющие данный расчет, приложены на отдельном листе в конце книги.

Полезные временные нагрузки перекрытий в кг/м<sup>2</sup>

№	Наименование помещений	кг/м <sup>2</sup>
1	Чердачные перекрытия в зависимости от назначения здания . . . . .	75—125
2	Жилые помещения, больничные палаты . . . . .	150
3	Амбулатории, конторские и служебные помещения, в которых нет большого скопления посетителей .	200
4	Небольшие общественные столовые, помещения всякого рода общественных собраний (клубов, театров, кино и проч.), кроме общих зал, фойэ, вестибюлей и раздевален в них, служебные и конторские помещения, в которых предполагается большое скопление посетителей, небольшие библиотеки со шкафами у капитальных стен . . . . .	300
5	Казармы, классные помещения и аудитории школьных зданий, а также помещения, где возможны ритмические занятия . . . . .	350
6	Общие залы, фойэ, вестибюли и раздевалки клубов, театров, кино театров, концертных, физкультурных и всякого рода общественных собраний, большие общественные столовые, вокзальные помещения .	400
7	Магазины, заводские помещения, фабричные и складские помещения по действительной специальной производственной нагрузке, но не менее . . . . .	400
	ПРИМЕЧАНИЕ. Служебные помещения магазинов, заводов, фабрик и складов рассчитываются согласно пп. 3, 4, 6 под нагрузку . . . . .	200—400
8	Большие библиотеки, архивы по действительной нагрузке, но не менее . . . . .	600
9	Всякого рода перекрытия, доступные толпе людей (балконы, террасы, переходы и проч.) . . . . .	400
10	Лестницы и корридоры жилых домов до 2-х этажей включительно . . . . .	300
11	Лестницы и корридоры жилых домов свыше 2-х этажей .	350

## Единые нормы строительного проектирования

## СНЕГОВАЯ НАГРУЗКА

ОСТ  
4535/3

Утвержден Всесоюзным комитетом по стандартизации при СТО 28/XII 1932 г. в качестве обязательного при составлении проектов, начатых разработкой после 1/VII 1933 г.

1. Снеговые нагрузки в килограммах на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной проекции покрытия определяются в зависимости от средней максимальной толщины снегового покрова на земле, установленной за ряд лет по наблюдениям в конце зимы согласно следующей таблице.

Номер района	Высота снегового покрова $h$ в см по данным местных метеорологических пунктов	Снеговая нагрузка $k$ в $\text{кг}/\text{м}^2$ горизонтальной проекции покрытий									
		при углах наклона скатов								при под'еме цилиндрического покрытия	
		0°	10°	20°	30°	35°	40°	45°	50°	$f:l$ менее 1:6	$f:l$ более 1:6
0	Район без устойчивого покрова .  при высоте покрова:	25	25	25	25	25	25	25	0	25	25
1	$h \leq 30 \text{ см}$ . . . . .	40	45	50	50	40	30	25	0	30	25
2	$h \leq 60$ . . . . .	80	90	100	100	80	60	40	0	60	40
3	$h > 60$ . . . . .	120	135	150	150	120	90	60	0	90	60

В основу исчисления снеговых нагрузок положена формула  $k_{\text{max}} = 1,6 \cdot h$ , выражающая зависимость наибольшей снеговой нагрузки ( $k_{\text{max}}$   $\text{кг}/\text{м}^2$  горизонтальной проекции крыши при угле наклона ската от 20 до 30°) от толщины снегового покрова на земле ( $h$  в сантиметрах).

Толщина снегового покрова на земле  $h$  принимается по данным для ближайшего метеорологического пункта как средняя из максимальных по наблюдениям за десять последних лет<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Эти данные содержатся в „Климатологическом справочнике“, выпуск 1-й и 2-й, изд. 1931 и 1932 гг. Главной геофизической обсерватории.

Для типового проектирования величина нагрузки принимается по данным таблицы, но при проектировании для определенного географического пункта величина нагрузки определяется интерполированием.

2. Для открытых местностей, подверженных частым зимним ветрам значительной силы (со скоростью 12 м/сек и выше)<sup>1</sup>, препятствующим отложению снега на крышах, указанные в § 1 нагрузки снижать на 50%, но не ниже 25 кг/м<sup>2</sup>.

3. Для мест, закрытых от ветра растительностью, постройками или рельефом местности, снеговые нагрузки увеличивать на 25%.

4. В случае примыкания к покрытию высокой вертикальной поверхности следует учитывать возможность образования снегового отложения треугольной формы. Высоту такого отложения принимать равной высоте стены, но не более учетверенной высоты снегового покрова на земле (4*h*). Объемный вес рыхлого снега принимать в 100 кг в 1 м<sup>3</sup> (черт. 1).

5. Для сложных профилей покрытий, как-то: кровель с трапециoidalными или прямоугольными фонарями, с неодинаковой высотой отдельных частей, многопролетных цилиндрических кровель и т. п. следует учитывать возможность образования снеговых отложений в пониженных частях покрытия за счет сдувания снега с повышенных частей. При этом снеговая нагрузка повышенных частей уменьшается на 50%, но принимается не ниже 25 кг/м<sup>2</sup>. Эти 50% переносятся в виде дополнительной равномерно распределенной нагрузки по одну сторону от оси пониженной части перекрытия.

В том случае, если повышенная часть имеет вогнутый профиль, снижение нагрузки повышенной части не производится, но для пониженной части принимается дополнительная нагрузка в 50% (черт. 2—5).

6. Расчет на снеговую нагрузку покрытий с двускатными и криволинейными очертаниями ведется в двух вариантах загрузки: 1) полной равномерной загрузки по всему пролету и 2) односторонней нагрузки полупролета.

7. При проектировании бесчердачных крыш, рассчитанных на подтаивание снега, нагрузки снижать сообразно с расчетным тепловым режимом, а именно:

а) при покрытиях с полутеплой кровлей (с термическим сопротивлением от 1,10 до 0,75) при внутренней температуре 15° и выше на  $\frac{2}{8}$  высоты помещения снеговые нагрузки снижать на 50%;

б) при холодной кровле (с термическим сопротивлением ниже 0,75) и тепловыделением свыше 800 ккал/час на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной проекции крыши снеговые нагрузки снижать на 75%;

с) помимо того, в этих случаях делать обязательную проверку напряжений на полную снеговую нагрузку без учета подтаивания, причем допускаемые напряжения в элементах перекрытия увеличивать на 35%.

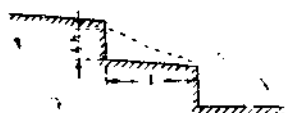
8. При снижении снеговые нагрузки не должны уменьшаться ниже 25 кг на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной проекции крыши.

<sup>1</sup> Значения скорости принимаются среднемаксимальные по данным ближайших метеорологических пунктов.

Скорость 12 м/сек соответствует 7 баллам шкалы Бофорта; при этой скорости раскачиваются большие ветви деревьев и тонкие стволы.

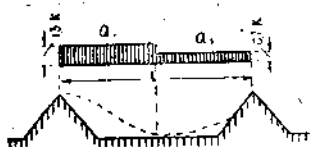
**С Х Е М Ы**  
**снеговых нагрузок на крышах сложных профилей**

К п. п. 4 и 5



Черт. 1.

$$Q = 2 \cdot h \cdot l \cdot 100 = 1,25 \cdot k \cdot l \text{ кг/пог. м}$$

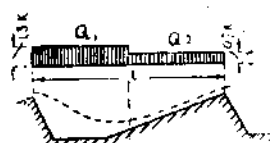


Черт. 2.

$$Q_1 = 0,65 \cdot k \cdot l \text{ кг/пог. м}$$

$$Q_2 = 0,35 \cdot k \cdot l \text{ кг/пог. м}$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = k \cdot l \text{ кг/пог. м}$$

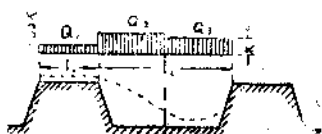


Черт. 3.

$$Q_1 = 0,65 \cdot k \cdot l \text{ кг/пог. м}$$

$$Q_2 = 0,35 \cdot k \cdot l \text{ кг/пог. м}$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = k \cdot l \text{ кг/пог. м}$$



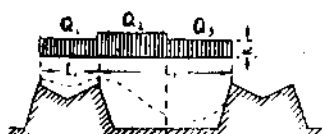
Черт. 4.

$$Q_1 = 0,5 \cdot k \cdot l_1$$

$$Q_2 = 0,5 \cdot k \cdot (l_1 + l_2)$$

$$Q_3 = 0,5 \cdot k \cdot l_2$$

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = k \cdot (l_1 + l_2) \text{ кг/пог. м}$$



Черт. 5.

$$Q_1 = k \cdot l_1$$

$$Q_2 = 0,5 \cdot k \cdot (l_1 + l_2)$$

$$Q_3 = 0,5 \cdot k \cdot l_2$$

$$Q = 0,5 \cdot Q_1 + Q_2 + Q_3 = k \cdot (l_1 + l_2) \text{ кг/пог. м}$$

Для крыш сложных профилей значения  $k$  берутся из таблицы п. 1 наибольшие, соответствующие уклону в 20–30° при данной толщине снегового покрова на земле  $h$ , т. е.  $k_{\max} = 1,6 h$ .

## ВЫСОТА СНЕГОВОГО ПОКРОВА

(в сантиметрах)

(По данным „Климатологического справочника“ Главной геофизической обсерватории).

Средняя из максимальных высот снегового покрова (по месяцам) за последние 10 лет

	XI	XII	I	II	III	IV	V
Северный край							
Пустозерск	27	39	52	56	72	66	49
Моржовец	9	19	32	46	56	56	33
Жижгин	10	22	35	51	61	60	25
Соловец	11	24	38	48	55	53	17
Жужмуй	10	27	46	63	66	57	8
Онега	13	29	45	56	59	45	3
Пагракеевская	15	34	48	62	68	60	11
Архангельск	16	33	51	64	68	48	4
Нижне-Койдокурское	15	32	46	61	69	59	10
Усть-Вашка	26	40	54	66	68	54	5
Вевденга	20	36	51	60	64	54	8
Глогово	21	36	52	61	61	49	4
Щугор	38	61	82	89	95	93	28
Троицко-Печерское	26	46	63	74	78	70	6
Межадор	18	36	51	65	67	58	4
Кажимское	21	41	51	59	62	46	8
Об'ячево	16	32	50	57	62	52	3
Зяиче-Ростовское	12	27	43	60	64	46	7
Тотьма	14	32	48	59	63	51	1
Щулево	8	23	44	53	57	43	3
Кентур	13	35	40	59	64	54	8
Ленинградская область							
Териберка	21	29	38	52	53	50	28
Имандра	27	42	59	70	80	77	43
Усть Ижора	5	12	19	28	27	13	0
Слуцк	7	17	30	42	43	29	2
Краколье	3	9	21	32	30	20	0
Кикерино	8	18	34	43	43	28	0
Путилово	7	14	27	42	41	25	4
Павьково	13	25	38	49	46	30	1
Верола	9	20	31	45	43	16	2
Воскресенское	10	24	41	53	53	36	6
Ковжинский завод	7	18	36	54	54	37	1
Вашки	9	27	42	52	53	50	3
Цырково	11	28	47	59	63	53	2
Кириллов	8	24	39	52	56	42	3
Никольское	9	27	44	55	57	43	3
Медведево	6	20	35	47	51	34	0
Валдай	9	24	41	50	56	35	3
Веребье	6	20	38	51	52	28	2
Новгород	6	17	26	38	40	14	1
Луга	4	18	28	36	32	10	0
Глов	4	10	21	26	26	10	0
Остров	3	9	10	30	27	8	0



	XI	XII	I	II	III	IV	V
<b>Карельская АССР</b>							
Морская Массельга . . . . .	10	21	33	50	51	41	3
Пудожская гора . . . . .	9	25	37	54	62	48	8
<b>Западная область</b>							
Андрощково . . . . .	4	10	21	32	30	15	0
Большая коша . . . . .	5	17	28	41	44	23	0
Веретье . . . . .	7	17	31	46	46	26	3
Старица . . . . .	6	18	29	42	44	29	0
Оносово . . . . .	5	13	30	42	42	29	0
Вырубово . . . . .	7	18	37	50	54	42	1
Вязьма . . . . .	6	18	39	52	53	29	
Велиж . . . . .	6	17	37	39	39	17	
Тяполово . . . . .	7	21	35	47	47	29	
Фленово . . . . .	6	15	30	41	41	23	
Княжое . . . . .	5	14	27	37	36	20	
Рославль . . . . .	4	14	26	36	37	19	
Закрутое . . . . .	5	12	29	44	41	21	
Подкопаево . . . . .	5	14	28	41	39	19	
Жиздра . . . . .	8	17	32	42	42	14	
Брянск . . . . .	2	13	24	33	32	9	
Алтухово . . . . .	4	14	26	39	39	20	
Новозыбков . . . . .	2	9	19	25	21	4	
<b>Московская область</b>							
Лесоклинск. Погост . . . . .	6	19	34	48	53	33	2
Бежецк . . . . .	7	22	37	47	48	32	2
Кашин . . . . .	6	20	37	47	50	28	0
Максатиха . . . . .	6	21	34	46	48	31	2
Вышний Волочок . . . . .	5	18	33	45	47	32	8
Видогощи . . . . .	5	13	31	41	44	22	1
Подсолнечная . . . . .	7	17	32	43	45	21	0
Москва . . . . .	5	15	29	44	48	34	0
Можайск . . . . .	6	17	29	43	41	19	3
Степановское . . . . .	6	17	31	45	44	23	1
Елятьма . . . . .	9	26	41	55	55	32	1
Борки . . . . .	5	19	29	43	43	18	0
Исады . . . . .	6	22	38	48	48	27	0
Рязань . . . . .	6	21	36	45	45	22	0
Вевев . . . . .	6	19	32	43	43	24	0
Лихвинск. леснич. . . . .	4	14	27	37	35	17	0
Скуратово . . . . .	5	16	26	38	37	20	1
Гремячка . . . . .	6	19	33	44	44	22	0
<b>Ивановская промышленная область</b>							
Глебово . . . . .	8	25	38	52	55	38	2
Вахтино . . . . .	9	23	38	49	52	40	3
Вятские Поляны . . . . .	9	25	40	52	57	40	9
Буй . . . . .	10	27	46	53	57	43	4
Чухлома . . . . .	13	30	47	62	63	44	2
Парфентьев . . . . .	6	30	43	56	60	40	4

	XI	XII	I	II	III	IV	V
Юрьевец . . . . .	8	23	41	52	53	27	0
Кинишма . . . . .	9	21	36	57	58	36	0
Родники . . . . .	10	26	41	56	57	35	0
Иваново-Вознесенск . . . . .	12	29	43	59	59	31	0
Сима . . . . .	9	25	40	52	51	28	0
Владимир . . . . .	8	23	34	42	44	17	0
Ковров . . . . .	9	23	36	46	46	15	1
Горьковский край							
Муром . . . . .	7	27	37	52	53	35	0
Васильева слобода . . . . .	11	27	44	55	55	31	0
Горький . . . . .	7	22	38	51	50	26	0
Семенов . . . . .	11	27	40	52	51	30	0
Какино . . . . .	8	22	36	52	54	35	0
Княгинин . . . . .	8	25	38	48	49	27	0
Курмыш . . . . .	9	26	44	50	52	32	0
Маринск. Посады . . . . .	11	27	40	48	50	32	0
Козьмодемьянское . . . . .	15	34	50	70	77	49	9
Вятка . . . . .	21	39	55	70	71	58	1
Нолинск . . . . .	10	33	50	66	70	44	0,4
Уржум . . . . .	12	30	46	57	59	34	0
Сладобской . . . . .	18	35	53	66	70	57	0,3
Средневолжский край							
Темников . . . . .	9	29	41	54	54	22	0
Пенза, Учил. садоводства . . . . .	2	12	17	44	48	18	0
Ардатов . . . . .	12	27	38	46	51	30	0
Промзино . . . . .	9	22	38	48	49	24	0
Карсун . . . . .	6	19	34	44	46	20	0
Чилим . . . . .	9	24	40	48	50	34	0
Рождественно . . . . .	6	21	40	46	48	28	0
Неплюево . . . . .	8	25	41	49	55	33	0
Новый кувак . . . . .	7	22	42	52	57	28	0,2
Бузулук . . . . .	8	24	38	50	53	25	0
Ключевский хутор . . . . .	8	20	31	40	43	31	0,1
Оренбург . . . . .	7	24	40	48	50	26	0
Орск . . . . .	7	17	27	30	30	9	0
Центрально-Черноземная область							
Сковородиново . . . . .	1	10	20	28	28	8	0
Уютное . . . . .	2	10	22	30	27	8	0
Тросна . . . . .	2	15	28	38	38	14	0
Орел . . . . .	3	13	24	36	35	14	0
Белгород . . . . .	1	8	15	16	14	0,1	0
Богородицкое . . . . .	2	12	26	36	36	15	0
Сяние Липяги . . . . .	2	10	20	24	22	5	0,1
Задонск . . . . .	2	17	34	38	36	11	0
Острогожск . . . . .	2	11	22	24	22	4	0

	XI	XII	I	II	III	IV	V
Данков . . . . .	5	19	27	36	37	12	0
Высокое . . . . .	3	13	23	32	29	8	0
Лизиновка . . . . .	1	9	19	22	21	5	0
Липецк . . . . .	4	17	31	42	40	23	0
Павловск . . . . .	2	12	26	28	24	3	0
Бутурлиновка . . . . .	2	13	25	30	29	5	0
Знаменск. Карпан . . . . .	2	15	29	36	40	16	0
Тамбов . . . . .	7	21	38	46	46	13	0
Карыновский хутор . . . . .	2	16	29	32	32	6	0
Моршанск . . . . .	6	18	31	41	37	10	0

#### Татарская АССР

Казань . . . . .	10	28	45	59	60	37	0
Мензелинская школа . . . . .	15	28	40	54	58	44	0,1
Заниск . . . . .	12	26	42	54	57	29	0

#### Нижеволжский край

Петровск . . . . .	6	21	38	46	45	21	0
Ивановка . . . . .	5	16	26	35	36	14	0
Пады . . . . .	6	22	39	47	48	19	0
Саратов . . . . .	5	18	32	40	38	9	0
Малый Узень . . . . .	2	8	12	14	13	1	0
Алексеевская . . . . .	1	10	22	19	14	2	0
Усть-Медведицкая . . . . .	0,9	8	12	15	15	0,6	0
Кременская . . . . .	1	8	15	16	16	4	0
Трех-Островянская . . . . .	1	9	13	20	18	3	0
Донская . . . . .	1	9	15	19	18	2	0
Потемкинская . . . . .	0,9	7	13	17	16	0,2	0
Дубовка . . . . .	1	8	16	17	16	2	0
Сталиград . . . . .	2	12	22	22	20	0,8	0
Карагачев . . . . .	2	11	18	20	20	2	0
Ахтуба . . . . .	0,6	7	12	12	11	0,3	0
Оранжевый промысел . . . . .	0,3	2	3	2	1	0	0

#### Сибирский край

Туруханск . . . . .	45	75	93	100	109	109
Тара . . . . .	16	33	52	63	65	44
Молчаново . . . . .	24	40	53	60	64	60
Томск . . . . .	20	34	46	52	56	50
Новосибирск . . . . .	15	30	39	46	47	28
Камень . . . . .	11	27	37	45	46	28
Боровые озера . . . . .	8	24	40	46	47	21
Алтайское . . . . .	15	28	43	47	48	27
Кузнецк . . . . .	13	29	45	48	49	26
Верхне-Суэтук . . . . .	10	22	26	29	28	7
Ачинск . . . . .	21	37	47	52	54	45
Енисейск . . . . .	28	54	69	75	76	62
Троицкое . . . . .	23	41	51	57	61	53
Тайшет . . . . .	21	31	37	41	43	18
Братск . . . . .	18	30	38	42	43	23
Илимск . . . . .	21	33	41	46	48	30
Кирьяск . . . . .	18	31	39	45	46	35

	XI	XII	I	II	III	IV	V
Благовещенск. прииск . . . . .	32	45	56	62	64	67	
Знаменское . . . . .	14	24	30	34	35	24	
Иркутск . . . . .	9	16	19	22	22	4	
Уральская область							
Сургут . . . . .	23	42	58	71	80	79	
Вильгорт . . . . .	28	46	68	77	82	63	
Луньевка . . . . .	31	53	75	82	84	67	
Бисер . . . . .	35	54	68	79	83	73	
Пермь . . . . .	23	40	54	61	65	48	
Красноуфимск . . . . .	21	39	56	68	70	58	
Ижевский завод . . . . .	13	34	54	67	70	46	
Никито-Ивдель . . . . .	29	44	53	60	61	43	
Богословск . . . . .	26	43	57	67	67	36	
Верхогурье . . . . .	22	36	47	55	56	34	
Нейво-Алапаевск. завод	14	32	50	54	53	11	
Талицкий завод . . . . .	16	30	40	47	48	26	
Свердловск . . . . .	14	28	36	40	42	24	
Уфалей . . . . .	16	36	53	56	56	8	
Златоуст . . . . .	23	42	59	74	78	56	
Дубровка . . . . .	14	30	41	48	52	28	
Тобольск . . . . .	19	37	52	57	61	34	
Вознесенская . . . . .	8	23	39	48	49	37	
Дагеставская АССР							
Хасов-юрт . . . . .	2	6	5	9	6	0,1	0
Махач-Кала . . . . .	0,2	0,4	5	2	1	0,2	0
Буйнакс . . . . .	0,7	0,9	4	3	0,9	0,4	0
Дербент . . . . .	0,2	2	4	2	1	0,1	0
Леваши . . . . .	4	3	2	3	3	2	0
Гуниб . . . . .	0,5	4	5	4	1	5	0,1
Крымская АССР							
Тараханкут . . . . .	0,4	2	1	2	0,7	0	0
Евпатория . . . . .	0,2	4	0,8	2	0,2	0	0
Тотайкой . . . . .	0,8	2	4	4	0,8	0,2	0
Верхняя Аутка . . . . .	0	4	3	4	0,2	0,2	0
Айтодор . . . . .	0	2	2	2	0,2	0	0
Алушта . . . . .	0	1	2	4	0,1	0,1	0
Кыз-Аул . . . . .	0,6	2	2	2	0,3	0,1	0
Катерлес . . . . .	0,4	1	2	2	0,9	0	0
Автономная Казакская ССР							
Уральск . . . . .	1	21	31	42	44	23	
Эмба . . . . .	2	13	29	28	28	26	
Уркач . . . . .	9	15	21	24	22	11	
Казалинск . . . . .	5	5	9	9	6	0,2	
Семипалатинск . . . . .	6	20	31	40	42	11	

	XI	XII	I	II	III	IV	V
<b>Северокавказский край</b>							
Каменск	0,5	3	6	7	6	0,1	
Александр-Грушевск	0,6	3	6	8	7	0,1	
Новочеркасск	1	3	7	7	7	0,1	
Ростов-на-Дону	0,9	6	10	8	7	0,1	
Троицкое	0,3	3	6	7	5	0	
Таганрог	0,4	3	6	5	3	0	
Елизаветовка	0,4	5	5	4	4	0	
Краснодар	0,7	4	5	6	2	0	
Тихорецк	0,5	4	4	3	2	0,1	
Хуторок	2	6	10	7	2	0,7	
Кабардинская	2	4	9	13	7	0,2	
Майкоп	2	6	10	8	3	1	
Ставрополь	3	10	13	16	11	0,9	
Елисаветпольск. пост	2	12	22	21	16	0,2	
Александровское	2	5	6	5	1	2	
Железноводск	2	6	8	8	4	0,4	
Пятигорск	1	4	7	6	3	0,8	
Ессентуки	1	5	10	10	5	0,1	
Моздок	1	6	10	8	3	0,4	
Алагир	3	8	13	13	9	0,2	
Владикавказ	1	6	8	8	5	0,9	
Ларс	2	11	4	8	3	0,4	
Балта	3	5	6	7	3	4	
Нижний Заромак	6	18	25	23	19	3	
Хойская казарма	4	21	16	29	17	2	
Карачай	11	20	25	16	10		
Хумара	3	4	6	4	1	0,1	
<b>Белорусская ССР</b>							
Новое Королево	8	16	28	40	40	21	0,2
Хатаевичи	5	10	16	22	19	5	0
Латыголичи	4	13	20	28	23	7	0
Борисов	4	12	21	27	23	3	0
Столбцы	6	5	12	14	11	1	0
Минск	4	10	21	26	23	6	0
Орша	5	12	24	32	28	5	0
Горки	5	16	32	42	41	20	0
Марьяна Горка	3	8	16	18	14	2	0
Бобруйск	2	8	16	17	14	3	0
Новая Ельня	4	12	21	27	24	10	0
Лучицы	1	5	16	19	15	3	0
Гомель	2	10	20	27	24	5	0
Василевичи	1	6	17	21	17	2	0
<b>Украинская ССР</b>							
Каменец-Подольск	3	5	11	9	5	0,3	0
Шепетовка	2	8	11	13	10	0,5	0
Староконстантинов	2	8	12	10	7	0,9	0
Ялушков	3	5	13	16	11	0,5	0
Голодьки	3	6	13	15	8	0,8	0
Большая Жмеринка	4	7	16	16	10	0,4	0
Лука Мелешковская	2	6	12	10	9	0,8	0
Беранчев	2	5	12	11	9	0,2	0
Житомир	3	8	15	16	12	0,6	1
Крыжополь	1	6	11	10	5	0,3	0

	XI	XII	I	II	III	IV	V
Немиров . . . . .	2	5	11	11	8	0,7	0
Казатин . . . . .	2	6	13	14	10	0,3	0
Большая Черниговка . . . . .	2	6	14	15	11	0,9	0
Куна . . . . .	0,7	6	8	6	7	0	0
Малая Ростовка . . . . .	2	4	12	12	8	1	0
Соловьевка . . . . .	2	5	12	11	10	1	0
Ананьев . . . . .	0,5	3	7	7	5	0	0
Гофрунгсталь . . . . .	0,2	2	4	2	1	0,1	0
Умань . . . . .	2	5	10	11	9	0,6	0
Васильков . . . . .	0,9	2	10	12	8	0,2	0
Одесса . . . . .	0,3	1	4	4	2	0	0
Любеч . . . . .	1	7	20	24	20	4	0
Курисово-Покровское . . . . .	0,2	2	4	2	1	0	0
Корсунь . . . . .	1	4	8	7	7	0,1	0
Марьиновка . . . . .	1	3	9	9	5	0,3	0
Шлола . . . . .	3	5	10	11	6	0,3	0
Ваганичи . . . . .	1	10	21	30	27	8	0
Кобьжча . . . . .	2	6	17	20	17	3	0
Ново-Украинка . . . . .	0,5	2	9	6	5	0	0
Згуровка . . . . .	3	8	16	16	14	1	0
Николаев . . . . .	0,1	2	5	4	2	0	0
Черкассы . . . . .	1	3	11	9	6	0,4	0
Зиновьевск . . . . .	0,6	4	7	5	3	0,1	0
Вольские Хутора . . . . .	0,8	7	20	25	22	5	0
Новый Буг . . . . .	0,5	4	8	6	2	0,2	0
Леляки . . . . .	0,4	4	18	14	13	0,2	0
Шаповаловка . . . . .	0,3	8	17	25	21	4	0
Знаменка . . . . .	2	5	11	10	6	0,4	0
Херсон . . . . .	0,2	1	5	3	0,6	0	0
Сагайдак . . . . .	0,3	4	8	5	1	0	0
Малый Самбор . . . . .	1	10	19	25	22	6	0
Гайковка . . . . .	0,7	4	7	4	2	0,3	0
Лохвица . . . . .	1	6	14	18	15	1	0
Каховка . . . . .	0,6	2	4	2	0,5	0	0
Шостка . . . . .	2	11	22	30	28	9	0
Миргород . . . . .	0,5	6	13	13	10	0,3	0
Савенков Хутор . . . . .	1	6	13	16	15	3	0
Полтава . . . . .	1	5	10	11	7	0,2	0
Опошня . . . . .	1	10	19	17	11	0,3	0
Грунь . . . . .	2	10	15	18	16	1	0
Геническ . . . . .	0,1	1	2	2	0,1	0	0
Ахтырка . . . . .	0,8	8	18	21	15	0,7	0
Джекенлынская дача . . . . .	0,5	1	2	3	0,5	0,1	0
Синельниково . . . . .	0,5	6	10	10	8	0,2	0
Кирилловка . . . . .	1	7	16	14	10	0,2	0
Харьков (Дергачи) . . . . .	1	10	19	18	16	1	0
Юрьевка . . . . .	0,2	2	3	3	0,6	0	0
Лозовая . . . . .	0,8	6	9	9	4	0,1	0
Бердявск (маяк) . . . . .	0,2	2	4	2	0,5	0	0
Белосарайск (маяк) . . . . .	0,3	1	5	4	3	0	0
Марнуп. лесничество (№ 5) . . . . .	0,6	4	9	18	8	0	0
Новониколаевская . . . . .	0,3	3	6	7	5	0	0
Адриановка . . . . .	1	9	17	20	17	3	0
Лисичанск . . . . .	2	5	11	11	9	0,3	0
Луганск . . . . .	1	5	9	10	6	0,4	0
Деркулъск. лесничество (№ 1) . . . . .	1	5	11	12	11	0,3	0
Стрельцовский завод . . . . .	1	4	7	11	9	0,4	0
Алексеевская . . . . .	1	4	11	11	8	0,1	0

$F, J$  и  $W$  для пиленого леса

— большое измерение,  $b$  — меньшее измерение,  $F$  — площадь сечения,  $J$  — моменты инерции относительно главных осей,  $W$  — моменты сопротивления

$h$ см	$b$ см	$F$ см <sup>2</sup>	$J_{max}$ см <sup>4</sup>	$W_{max}$ см <sup>3</sup>	$J_{min}$ см <sup>4</sup>	$W_{min}$ см <sup>3</sup>
1	1	1	0,08	0,17	0,08	0,17
2	1	2	0,67	0,67	0,17	0,33
	2	4	1,33	1,33	1,33	1,33
3	1	3	2,25	1,50	0,25	0,50
	2	6	4,50	3,00	2,00	2,00
	3	9	6,75	4,50	6,75	4,50
4	1	4	5,33	2,67	0,33	0,67
	2	8	10,7	5,33	2,67	2,67
	3	12	16,0	8,00	9,00	6,00
	4	16	21,3	10,70	21,3	10,7
5	1	5	10,4	4,17	0,42	0,83
	2	10	20,8	8,33	3,33	0,33
	3	15	31,2	12,5	11,2	7,67
	4	20	41,7	16,7	26,7	13,3
	5	25	52,1	20,8	52,1	20,8
6	1	6	18,0	6,0	0,50	1,00
	2	12	36,0	12,0	4,00	4,00
	3	18	54,0	18,0	13,5	9,00
	4	24	72,0	24,0	32,0	16,0
	5	30	90,0	30,0	62,5	25,0
	6	36	108,0	36,0	108	36,0
7	1	7	28,6	8,17	0,58	1,17
	2	14	57,2	16,3	4,67	4,67
	3	21	85,7	24,5	15,7	10,5
	4	28	114,0	32,7	37,3	18,7
	5	35	143	40,8	72,9	29,2
	6	42	171	49,0	126	42,0
	7	49	200	57,2	200	57,2
8	1	8	42,7	10,7	0,67	1,33
	2	16	85,3	21,3	5,33	5,33
	3	24	128	32,0	18,0	12,0
	4	32	171	42,7	42,7	21,3
	5	40	213	53,3	83,3	33,3
	6	48	256	64,0	144	48,0
	7	56	299	74,7	229	65,3
	8	64	341	85,3	341	85,3

$h$ см	$b$ см	$F$ см <sup>2</sup>	$J_{max}$ см <sup>4</sup>	$W_{max}$ см <sup>3</sup>	$J_{min}$ см <sup>4</sup>	$W_{min}$ см <sup>3</sup>
9	1	9	60,7	13,5	0,75	1,5
	2	18	121	27,0	6,00	6,0
	3	27	182	40,5	20,2	13,5
	4	36	243	54,0	48,0	24,0
	5	45	304	67,5	93,7	37,5
	6	54	364	81,0	162	54,0
	7	63	425	94,5	257	73,5
	8	72	486	108	384	96,0
	9	81	547	121	547	121
10	1	10	83,3	16,7	0,83	1,67
	2	20	167	33,3	6,67	6,67
	3	30	250	50,0	22,5	15,0
	4	40	333	66,7	53,3	26,7
	5	50	417	83,3	104	41,7
	6	60	500	100	180	60,0
	7	70	583	117	286	81,7
	8	80	667	133	427	107
	9	90	750	150	607	135
	10	100	833	167	833	167
11	1	11	111	20,2	0,92	1,83
	2	22	222	40,3	7,33	7,33
	3	33	333	60,5	24,7	16,5
	4	44	444	80,7	58,7	29,3
	5	55	555	101	115	45,8
	6	66	665	121	198	66,0
	7	77	776	141	314	89,8
	8	88	887	161	469	117
	9	99	998	181	668	148
	10	110	1 109	202	917	183
	11	121	1 220	222	1 220	222
12	1	12	144	24	1	2
	2	24	288	48	8	8
	3	36	432	72	27	18
	4	48	576	96	64	32
	5	60	720	120	125	50
	6	72	864	144	216	72
	7	84	1 008	168	343	98
	8	96	1 152	192	512	128
	9	108	1 296	216	729	162
	10	120	1 440	240	1 000	200
	11	132	1 584	264	1 331	242
	12	144	1 728	288	1 728	288
13	1	13	183	28,2	1,08	2,17
	2	26	366	56,3	8,67	8,67
	3	39	549	84,5	29,2	19,5
	4	52	732	113	69,3	34,7
	5	65	915	141	135	54,2
	6	78	1 098	169	234	78,0



$h$ см	$b$ см	$F$ см <sup>2</sup>	$J_{max}$ см <sup>4</sup>	$W_{max}$ см <sup>3</sup>	$J_{min}$ см <sup>4</sup>	$W_{min}$ см <sup>3</sup>
13	7	91	1 232	197	372	106
	8	104	1 465	225	555	139
	9	117	1 648	253	790	175
	10	130	1 831	282	1 083	217
	11	143	2 014	310	1 442	265
	12	156	2 197	338	1 872	312
	13	169	2 380	366	2 380	366
14	1	14	229	32,7	1,17	2,33
	2	28	457	65,3	9,33	9,33
	3	42	686	98,0	31,5	21,0
	4	56	915	131	74,7	37,3
	5	70	1 143	163	146	58,3
	6	84	1 372	196	252	84,0
	7	98	1 601	229	400	114
	8	112	1 829	261	597	149
	9	126	2 058	294	850	189
	10	140	2 287	327	1 167	233
	11	154	2 515	359	1 553	282
	12	168	2 744	392	2 016	336
	13	182	2 973	425	2 563	394
	14	196	3 201	457	3 201	457
15	1	15	281	37,5	1,25	2,5
	2	30	562	75,0	10,0	10,0
	3	45	844	112	33,7	22,5
	4	60	1 125	150	80,0	40,0
	5	75	1 406	187	156	62,5
	6	90	1 687	225	270	90,0
	7	105	1 969	262	429	122
	8	120	2 250	300	640	160
	9	135	2 531	337	911	202
	10	150	2 812	375	1 250	250
	11	165	3 094	412	1 664	302
	12	180	3 375	450	2 160	360
	13	195	3 656	487	2 746	422
	14	210	3 937	525	3 430	490
	15	225	4 219	562	4 219	562
16	1	16	341	42,7	1,33	2,67
	2	32	683	85,3	10,7	10,7
	3	48	1 024	128	36,0	24,0
	4	64	1 365	171	85,3	42,7
	5	80	1 707	213	167	66,7
	6	96	2 044	256	288	96,0
	7	112	2 385	299	457	131
	8	128	2 731	341	683	171
	9	144	3 072	384	972	216
	10	160	3 413	427	1 333	267
	11	176	3 755	469	1 775	323
	12	192	4 086	512	2 304	384
	13	208	4 427	555	2 929	451
	14	224	4 779	597	3 659	523
	15	240	5 120	640	4 500	600
	16	256	5 461	683	5 461	683

$h$ см	$b$ см	$F$ см <sup>2</sup>	$J_{max}$ см <sup>4</sup>	$W_{max}$ см <sup>3</sup>	$J_{min}$ см <sup>4</sup>	$W_{min}$ см <sup>3</sup>
17	1	17	409	48,2	1,42	2,83
	2	34	819	96,3	11,3	11,3
	3	51	1 228	144	38,2	25,5
	4	68	1 638	193	90,7	45,3
	5	85	2 047	241	177	70,8
	6	102	2 456	289	306	102
	7	119	2 866	337	486	139
	8	136	3 275	385	725	181
	9	153	3 685	433	1 033	229
	10	170	4 094	482	1 417	283
	11	187	4 504	530	1 886	343
	12	204	4 913	578	2 448	408
	13	221	5 322	626	3 112	479
	14	238	5 732	674	3 887	555
	15	255	6 141	722	4 781	637
	16	272	6 551	771	5 303	725
	17	289	6 960	819	6 960	819
18	1	18	486	54,0	1,5	3,0
	2	36	972	108	12,0	12,0
	3	54	1 458	162	40,5	27,0
	4	72	1 944	216	96,0	48,0
	5	90	2 430	270	187	75,0
	6	108	2 916	324	324	108
	7	126	3 402	378	514	147
	8	144	3 888	432	768	192
	9	162	4 374	486	1 093	243
	10	180	4 860	540	1 500	300
	11	198	5 346	594	1 996	363
	12	216	5 832	648	2 592	432
	13	234	6 318	702	3 295	507
	14	252	6 804	756	4 116	588
	15	270	7 290	810	5 062	675
	16	288	7 776	864	6 144	768
	17	306	8 262	918	7 369	867
	18	324	8 748	972	8 748	972
19	1	19	572	60,2	1,58	3,17
	2	38	1 143	120	12,7	12,7
	3	57	1 715	180	42,7	28,5
	4	76	2 286	241	101	50,7
	5	95	2 858	301	198	79,2
	6	114	3 429	361	342	114
	7	133	4 001	421	543	155
	8	152	4 573	481	811	208
	9	171	5 144	541	1 154	256
	10	190	5 716	602	1 583	317
	11	209	6 287	662	2 107	383
	12	228	6 859	722	2 736	456
	13	247	7 431	782	3 479	535
	14	266	8 002	842	4 345	621

$h$ см	$b$ см	$F$ см <sup>2</sup>	$J_{max}$ см <sup>4</sup>	$W_{max}$ см <sup>3</sup>	$J_{min}$ см <sup>4</sup>	$W_{min}$ см <sup>3</sup>
19	15	285	8 574	902	5 344	712
	16	304	9 145	963	6 485	811
	17	323	9 717	1 023	7 779	915
	18	342	10 288	1 083	9 234	1 026
	19	361	10 860	1 143	10 860	1 143
20	1	20	667	66,7	1,67	3,33
	2	40	1 333	133	13,3	13,3
	3	60	2 000	200	45,0	30,0
	4	80	2 667	267	107	53,3
	5	100	3 333	333	208	83,3
	6	120	4 000	400	360	120
	7	140	4 667	467	572	163
	8	160	5 333	533	853	213
	9	180	6 000	600	1 215	270
	10	200	6 667	667	1 667	333
	11	220	5 333	733	2 218	403
	12	240	8 000	800	2 880	480
	13	260	8 667	867	3 662	563
	14	280	9 333	933	4 573	653
	15	300	10 000	1 000	5 625	750
	16	320	10 677	1 067	6 827	853
	17	340	11 333	1 133	8 188	963
	18	360	12 000	1 200	9 720	1 080
	19	380	12 667	1 267	11 432	1 203
	21	400	13 333	1 333	13 333	1 333
	21	1	21	772	73,5	1,75
2		42	1 543	147	14,2	14,0
3		63	2 315	220	47,2	31,5
4		84	3 087	294	112	56,0
5		105	3 859	367	219	87,5
6		126	4 630	441	378	126
7		147	5 402	514	600	171
8		168	6 174	588	896	224
9		189	6 946	661	1 276	283
10		210	7 717	735	1 750	350
11		231	8 489	808	2 329	423
21	441	16 207	1 533	16 207	1 543	
22	1	22	887	80,7	1,83	3,67
	2	44	1 775	161	14,7	14,7
	3	66	2 662	242	49,5	33,0
	4	88	3 549	323	117	58,7
	5	110	4 437	403	229	91,7
	6	132	5 324	484	396	132
	7	154	6 211	565	629	180
	8	176	7 099	645	939	235
	9	198	7 986	726	1 336	297
	10	220	8 873	807	1 833	367
	11	242	9 761	887	2 440	444
	22	484	19 521	1 775	19 521	1 775

$h$ см	$b$ см	$F$ см <sup>2</sup>	$J_{max}$ см <sup>4</sup>	$J_{max}$ см <sup>3</sup>	$J_{min}$ см <sup>4</sup>	$W_{min}$ см <sup>3</sup>
23	1	23	1 014	88,2	1,92	3,83
	2	46	2 028	176	15,3	15,8
	3	69	3 042	264	51,7	34,5
	4	92	4 056	353	123	61,3
	5	115	5 070	441	240	95,8
	6	138	6 083	529	414	138
	7	161	7 097	617	657	187
	8	184	8 111	705	981	245
	9	207	9 125	693	1 397	310
	10	230	10 139	882	1 917	383
	11	253	11 153	970	2 551	464
	12	276	12 167	1 058	3 812	552
	23	529	23 320	2 028	23 320	2 028
24	1	24	1 152	96,0	2,0	4,0
	2	48	2 304	192	16,0	16,0
	3	72	3 456	288	54,0	36,0
	4	96	4 608	384	128	64,0
	5	120	5 760	480	250	100
	6	144	6 912	576	432	144
	7	168	8 064	672	686	196
	8	192	9 216	768	1 024	256
	9	216	10 368	864	1 458	324
	10	240	11 520	960	2 000	400
	11	264	12 672	1 056	2 662	484
	12	288	13 824	1 152	3 456	576
	24	576	27 648	2 304	27 648	2 304
25	1	25	1 302	104	2,08	4,17
	2	50	2 604	208	16,7	16,7
	3	75	3 906	312	56,2	37,5
	4	100	5 208	417	133	66,7
	5	125	6 510	521	260	104
	6	150	7 812	625	450	150
	7	175	9 115	729	715	204
	8	200	10 417	833	1 067	267
	9	225	11 719	937	1 519	337
	10	250	13 021	1 041	2 083	417
	11	275	14 323	1 146	2 773	504
	12	300	15 625	1 250	3 600	600
	13	325	16 927	1 354	4 577	704
25	625	32 552	2 604	32 552	2 604	
26	1	26	1 465	113	2,17	4,33
	2	52	2 929	225	17,3	17,3
	3	78	4 394	338	58,5	39,0
	4	104	5 859	451	139	69,3
	5	130	7 323	563	271	108
	6	156	8 788	676	468	156
	7	182	10 253	789	743	212
	8	208	11 717	901	1 109	277
	9	234	13 182	1 014	1 579	361
	10	260	14 647	1 127	2 167	433
	11	286	16 111	1 239	2 884	524
	12	312	17 576	1 352	3 744	634
	13	338	19 041	1 465	4 760	732
26	676	38 081	2 929	38 081	2 929	

F, J, W для круглого леса

$d$  — диаметр,  $u$  — периметр,  $F$  — площадь,  $J$  — момент инерции,  $W$  — момент сопротивления сечения,  $r_u = \frac{d}{4}$  — радиус инерции

$d$ см	$u$ см	$F$ см <sup>2</sup>	$J$ см <sup>4</sup>	$W$ см <sup>3</sup>
1	3,142	0,7854	0,0491	0,0982
2	6,283	3,1416	0,7854	0,7854
3	9,425	7,0686	3,976	2,651
4	12,566	12,566	12,57	6,283
5	15,708	19,635	30,68	12,27
6	18,850	28,274	63,62	21,21
7	21,991	38,48	117,9	33,67
8	25,133	50,27	201,1	50,27
9	28,274	63,62	322,1	71,57
10	31,416	78,54	490,9	98,17
11	34,558	95,03	718,7	130,7
12	37,699	113,1	1 018	169,7
13	40,841	132,7	1 402	215,7
14	43,982	153,9	1 886	269,4
15	47,124	176,7	2 485	331,3
16	50,265	201,1	3 217	402,1
17	53,407	227,0	4 100	482,3
18	56,549	254,5	5 153	572,6
19	59,690	283,5	6 397	673,4
20	62,832	314,2	7 854	785,4
21	65,973	346,3	9 547	909,2
22	69,115	380,1	11 499	1 045
23	72,257	415,5	13 737	1 194
24	75,398	452,4	16 286	1 357
25	78,540	490,9	19 175	1 534
26	81,681	530,9	22 432	1 726
27	84,823	572,6	26 087	1 932
28	87,965	615,8	30 172	2 155
29	91,106	660,5	34 719	2 394
30	94,248	706,9	39 761	2 651

## ТАБЛИЦЫ

радиусов инерции сечений, состоящих из разного числа досок одинаковой толщины<sup>1</sup>.

Общая формула, выражающая величину радиуса инерции  $r_u = \sqrt{\frac{I}{F}}$  для случая, когда сечение составлено из пластинок равной толщины „а“ и удаленных одна от другой на расстояние  $S_0$ , приводится к виду

$$r_u = \sqrt{\frac{a^2}{12} + k(a + S_0)^2},$$

где  $k$ —коэффициент, зависящий от числа пластинок, входящих в состав сечения, а именно:

для сечения, состоящего из одной доски . . .	$k = 0,$
„ „ „ „ двух „ . . .	$k = \frac{1}{4},$
„ „ „ „ трех „ . . .	$k = \frac{2}{3},$
„ „ „ „ четырех „ . . .	$k = 1\frac{1}{4},$
„ „ „ „ пяти „ . . .	$k = 2,$
„ „ „ „ шести „ . . .	$k = \frac{8,75}{3}.$

Все размеры в таблицах даны в сантиметрах.

ТАБЛИЦА I

Сечение—из одной доски толщиной  $a$

$a$	$r_u$	$a$	$r_u$	$a$	$r_u$	$a$	$r_u$	$a$	$r_u$
2,5	0,72	6	1,73	12	3,46	18	5,20	24	6,93
3	0,87	7	2,02	13	3,75	19	5,49	25	7,22
3,5	1,01	8	2,31	14	4,04	20	5,77	26	7,51
4	1,15	9	2,60	15	4,33	21	6,06	27	7,79
4,5	1,30	10	2,89	16	4,62	22	6,35	28	8,08
5	1,44	11	3,18	17	4,91	23	6,64	29	8,37
—	—	—	—	—	—	—	—	30	8,66

<sup>1</sup> Составлены инж. А. И. Фоломиным применительно к стандарту на пиломатериалы ОСТ 93.

ТАБЛИЦА 2

Сечение из двух досок толщиной  $a$ 

$a$	$s_0$	0	1	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	$s_0$	$a$
2,5	1,44	1,89	2,36	2,60	2,84	3,09	3,33	3,57	3,82	4,31	4,80	5,30	5,80	6,29	6,79	7,29	7,78	8,28	8,78	2,5		
3	1,73	2,18	2,65	2,88	3,12	3,36	3,61	3,85	4,09	4,58	5,07	5,57	6,06	6,56	7,05	7,55	8,05	8,54	9,04	3		
3,5	2,02	2,47	2,93	3,17	3,40	3,64	3,88	4,13	4,37	4,86	5,35	5,84	6,33	6,83	7,32	7,82	8,31	8,81	9,30	3,5		
4	2,31	2,75	3,21	3,45	3,69	3,92	4,16	4,40	4,65	5,13	5,62	6,11	6,60	7,09	7,59	8,08	8,58	9,07	9,57	4		
4,5	2,60	3,04	3,50	3,73	3,97	4,21	4,44	4,68	4,92	5,41	5,90	6,38	6,87	7,37	7,86	8,35	8,85	9,34	9,84	4,5		
5	2,89	3,33	3,79	4,02	4,25	4,49	4,73	4,96	5,20	5,69	6,17	6,66	7,15	7,64	8,13	8,62	9,11	9,61	10,10	5		
6	3,46	3,91	4,36	4,59	4,82	5,06	5,29	5,53	5,77	6,25	6,73	7,21	7,70	8,19	8,67	9,17	9,66	10,15	10,64	6		
7	4,04	4,48	4,93	5,16	5,39	5,63	5,86	6,09	6,33	6,81	7,29	7,77	8,25	8,74	9,22	9,71	10,20	10,69	11,18	7		
8	4,62	5,06	5,51	5,74	5,96	6,20	6,43	6,66	6,90	7,37	7,85	8,33	8,81	9,29	9,78	10,26	10,75	11,24	11,73	8		
9	5,20	5,63	6,08	6,31	6,54	6,77	7,00	7,23	7,47	7,94	8,41	8,89	9,37	9,85	10,33	10,82	11,30	11,79	12,28	9		
10	5,77	6,21	6,66	6,88	7,11	7,34	7,57	7,80	8,04	8,50	8,98	9,45	9,93	10,41	10,89	11,37	11,86	12,34	12,83	10		
11	6,35	6,79	7,23	7,46	7,69	7,91	8,14	8,38	8,61	9,07	9,54	10,02	10,49	10,97	11,45	11,93	12,41	12,90	13,38	11		
12	6,93	7,37	7,81	8,04	8,26	8,49	8,72	8,95	9,18	9,64	10,11	10,59	11,06	11,53	12,01	12,49	12,97	13,45	13,94	12		
13	7,51	7,94	8,39	8,61	8,84	9,06	9,29	9,52	9,75	10,21	10,68	11,15	11,62	12,10	12,57	13,05	13,53	14,01	14,49	13		
14	8,08	8,52	8,96	9,19	9,41	9,64	9,87	10,09	10,32	10,79	11,25	11,72	12,19	12,66	13,14	13,61	14,09	14,57	15,05	14		
15	8,66	9,10	9,54	9,76	9,99	10,21	10,44	10,67	10,90	11,36	11,82	12,29	12,76	13,23	13,70	14,18	14,65	15,13	15,61	15		
$a$	$s_0$	0	1	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	$s_0$	$a$

ТАБЛИЦА 3

Сечение из трех досок толщиной  $a$ 

$a$	$s_0$	0	1	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	$s_0$	$a$
2,5	2,16	2,96	3,74	4,15	4,55	4,95	5,36	5,76	6,17	6,98	7,79	8,60	9,42	10,23	11,05	11,86	12,68	13,49	14,31	15	2	
3	2,60	3,38	4,17	4,57	4,97	5,38	5,78	6,18	6,59	7,40	8,21	9,02	9,84	10,65	11,46	12,28	13,09	13,91	14,72	15	3	
3,5	3,03	3,81	4,60	5,00	5,40	5,80	6,21	6,61	7,01	7,82	8,63	9,44	10,26	11,07	11,88	12,70	13,51	14,32	15,14	15	3,5	
4	3,46	4,24	5,03	5,43	5,83	6,23	6,63	7,04	7,44	8,25	9,06	9,87	10,68	11,49	12,30	13,11	13,93	14,74	15,56	15	4	
4,5	3,90	4,67	5,46	5,86	6,26	6,66	7,06	7,46	7,86	8,67	9,48	10,29	11,10	11,91	12,72	13,53	14,35	15,16	15,97	15	4,5	
5	4,33	5,11	5,89	6,29	6,69	7,09	7,49	7,89	8,29	9,10	9,90	10,71	11,52	12,33	13,14	13,96	14,77	15,58	16,39	15	5	
6	5,20	5,97	6,76	7,15	7,55	7,95	8,35	8,75	9,15	9,95	10,75	11,56	12,37	13,18	13,99	14,80	15,61	16,42	17,23	15	6	
7	6,06	6,84	7,62	8,02	8,41	8,81	9,21	9,60	10,00	10,81	11,61	12,41	13,22	14,03	14,84	15,64	16,45	17,26	18,06	15	7	
8	6,93	7,70	8,49	8,88	9,27	9,67	10,07	10,46	10,86	11,66	12,46	13,27	14,07	14,88	15,68	16,49	17,30	18,11	18,92	15	8	
9	7,79	8,57	9,35	9,74	10,14	10,53	10,93	11,32	11,72	12,52	13,32	14,12	14,92	15,73	16,54	17,34	18,15	18,96	19,77	15	9	
10	8,66	9,43	10,21	10,61	11,00	11,39	11,78	12,19	12,58	13,38	14,18	14,98	15,77	16,58	17,39	18,19	19,00	19,81	20,61	15	10	
11	9,53	10,30	11,08	11,47	11,86	12,26	12,65	13,05	13,44	14,24	15,04	15,83	16,64	17,44	18,24	19,05	19,85	20,66	21,46	15	11	
12	10,39	11,17	11,94	12,34	12,73	13,12	13,52	13,91	14,31	15,10	15,90	16,69	17,49	18,29	19,10	19,90	20,70	21,51	22,32	15	12	
13	11,26	12,03	12,81	13,20	13,59	13,99	14,38	14,77	15,17	15,96	16,76	17,55	18,35	19,15	19,95	20,75	21,56	22,36	23,17	15	13	
14	12,12	12,90	13,67	14,07	14,46	14,85	15,24	15,64	16,03	16,82	17,62	18,41	19,21	20,01	20,81	21,61	22,41	23,22	24,02	15	14	
15	12,99	13,76	14,54	14,93	15,32	15,71	16,11	16,50	16,90	17,68	18,48	19,27	20,07	20,87	21,67	22,47	23,27	24,07	24,87	15	15	



Таблица 4

Сечение из четырех досок толщиной а

а	Сечение из четырех досок толщиной а															а			
	0	1	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	9	10	11		12	13	14
2,5	2,89	3,98	5,08	5,64	6,19	6,75	7,30	7,86	8,42	9,53	10,65	11,76	12,88	13,99	15,11	16,23	17,34	18,46	19,58
3	3,46	4,56	5,66	6,21	6,76	7,32	7,87	8,43	8,99	10,10	11,21	12,33	13,44	14,56	15,68	16,79	17,91	19,03	20,14
3,5	4,04	5,13	6,23	6,78	7,34	7,89	8,45	9,00	9,56	10,67	11,78	12,90	14,01	15,13	16,24	17,36	18,48	19,59	20,71
4	4,62	5,71	6,81	7,36	7,91	8,46	9,02	9,57	10,13	11,24	12,35	13,47	14,58	15,69	16,81	17,93	19,04	20,16	21,27
4,5	5,20	6,29	7,38	7,93	8,49	9,04	9,59	10,15	10,70	11,81	12,92	14,04	15,15	16,26	17,38	18,49	19,61	20,72	21,84
5	5,77	6,86	7,96	8,51	9,06	9,61	10,17	10,72	11,27	12,38	13,49	14,61	15,72	16,83	17,95	19,06	20,18	21,29	22,41
6	6,93	8,02	9,11	9,66	10,21	10,76	11,31	11,87	12,42	13,53	14,64	15,75	16,86	17,97	19,09	20,20	21,31	22,43	23,54
7	8,08	9,17	10,26	10,81	11,36	11,91	12,46	13,02	13,57	14,67	15,78	16,89	18,00	19,11	20,23	21,34	22,45	23,57	24,68
8	9,24	10,32	11,42	11,96	12,51	13,06	13,61	14,16	14,72	15,82	16,93	18,04	19,15	20,26	21,37	22,48	23,59	24,70	25,82
9	10,39	11,48	12,57	13,12	13,67	14,21	14,76	15,32	15,87	16,97	18,08	19,18	20,29	21,40	22,51	23,62	24,73	25,85	26,96
10	11,55	12,63	13,72	14,27	14,82	15,37	15,92	16,47	17,02	18,12	19,22	20,33	21,44	22,55	23,66	24,77	25,88	26,99	28,10
11	12,70	13,79	14,88	15,43	15,97	16,52	17,07	17,62	18,17	19,27	20,37	21,48	22,59	23,69	24,80	25,91	27,02	28,13	29,24
12	13,86	14,94	16,03	16,58	17,12	17,67	18,22	18,77	19,32	20,42	21,52	22,63	23,73	24,84	25,95	27,06	28,16	29,27	30,39
13	15,01	16,10	17,19	17,73	18,28	18,83	19,37	19,92	20,47	21,57	22,67	23,78	24,88	25,99	27,09	28,20	29,31	30,42	31,53
14	16,17	17,25	18,34	18,88	19,43	19,98	20,53	21,07	21,62	22,72	23,82	24,93	26,03	27,14	28,24	29,35	30,46	31,56	32,67
15	17,32	18,40	19,49	20,04	20,59	21,13	21,68	22,23	22,78	23,87	24,97	26,08	27,18	28,28	29,39	30,50	31,60	32,71	33,82

ТАБЛИЦА 5

Сечение из пяти досок толщиной  $a$ 

$a$	0	1	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	$s_0$
2,5	3,61	5,00	6,40	7,11	7,81	8,52	9,22	9,93	10,63	12,04	13,45	14,87	16,28	17,69	19,11	20,52	21,93	23,35	24,76	2,5
3	4,33	5,72	7,12	7,83	8,53	9,23	9,94	10,64	11,35	12,76	14,17	15,58	16,99	18,41	19,82	21,23	22,64	24,06	25,47	3
3,5	5,05	6,44	7,84	8,55	9,25	9,95	10,66	11,36	12,06	13,47	14,88	16,29	17,71	19,12	20,53	21,94	23,36	24,77	26,18	3,5
4	5,77	7,16	8,56	9,26	9,97	10,67	11,37	12,08	12,78	14,19	15,60	17,01	18,42	19,85	21,24	22,66	24,07	25,48	26,89	4
4,5	6,50	7,89	9,28	9,98	10,69	11,39	12,09	12,79	13,50	14,91	16,32	17,73	19,14	20,55	21,96	23,37	24,78	26,20	27,61	4,5
5	7,22	8,61	10,00	10,70	11,41	12,11	12,81	13,51	14,25	15,62	17,03	18,44	19,85	21,26	22,67	24,08	25,50	26,91	28,32	5
6	8,66	10,05	11,45	12,14	12,85	13,55	14,25	14,95	15,65	17,06	18,47	19,88	21,28	22,69	24,10	25,51	26,93	28,34	29,75	6
7	10,10	11,49	12,89	13,59	14,29	14,99	15,69	16,39	17,09	18,50	19,90	21,31	22,72	24,13	25,54	26,95	28,36	29,77	31,18	7
8	11,55	12,94	14,33	15,03	15,73	16,43	17,13	17,83	18,53	19,93	21,34	22,74	24,15	25,56	26,97	28,38	29,79	31,20	32,61	8
9	12,99	14,38	15,77	16,47	17,18	17,87	18,57	19,27	19,97	21,37	22,78	24,18	25,59	27,00	28,40	29,81	31,22	32,63	34,04	9
10	14,43	15,82	17,21	17,91	18,61	19,31	20,01	20,71	21,41	22,81	24,21	25,62	27,02	28,43	29,84	31,25	32,65	34,06	35,47	10
11	15,88	17,26	18,66	19,35	20,05	20,75	21,45	22,15	22,85	24,25	25,65	27,06	28,46	29,87	31,27	32,68	34,09	35,50	36,91	11
12	17,32	18,71	20,10	20,80	21,49	22,19	22,89	23,59	24,29	25,69	27,09	28,50	29,90	31,30	32,71	34,12	35,52	36,93	38,34	12
13	18,76	20,15	21,54	22,24	22,94	23,63	24,33	25,03	25,63	27,13	28,53	29,93	31,34	32,74	34,15	35,55	36,96	38,37	39,78	13
14	20,21	21,59	22,99	23,68	24,38	25,08	25,77	26,47	27,17	28,57	29,97	31,37	32,78	34,18	35,59	36,99	38,40	39,80	41,21	14
15	21,65	23,04	24,43	25,12	25,82	26,52	27,22	27,92	28,61	30,01	31,41	32,81	34,22	35,52	37,02	38,43	39,83	41,24	42,65	15
$a$	0	1	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	$s_0$

ТАБЛИЦА 6

Сечение из шести досок толщиной  $a$ 

$a$	$s_0$	0	1	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	$s_0$	$a$	
2,5	4,33	6,02	7,72	8,57	9,42	10,27	11,12	11,98	12,83	14,53	16,24	17,95	19,65	21,36	23,07	24,77	26,48	28,19	29,90	29,90	2,5		
3	5,20	6,89	8,58	9,43	10,29	11,13	11,99	12,84	13,69	15,40	17,10	18,81	20,51	22,22	23,92	25,63	27,34	29,05	30,75	30,75	3		
3,5	6,06	7,75	9,45	10,30	11,15	12,00	12,86	13,70	14,55	16,26	17,96	19,67	21,37	23,08	24,78	26,49	28,20	29,90	31,61	31,61	3,5		
4	6,93	8,62	10,31	11,16	12,01	12,87	13,71	14,56	15,41	17,12	18,82	20,53	22,23	23,94	25,64	27,35	29,06	30,76	32,47	32,47	4		
4,5	7,79	9,48	11,18	12,03	12,89	13,74	14,59	15,44	16,29	17,14	18,84	20,54	22,25	23,95	25,66	27,36	29,07	30,77	32,48	34,19	34,19	4,5	
5	8,66	10,35	12,04	12,89	13,74	14,59	15,44	16,29	17,14	18,84	20,54	22,25	23,95	25,66	27,36	29,07	30,77	32,48	34,19	34,19	5		
6	10,39	12,08	13,77	14,62	15,47	16,32	17,17	18,02	18,87	20,57	22,27	23,97	25,68	27,38	29,08	30,79	32,49	34,20	35,91	35,91	6		
7	12,12	13,8	15,50	16,35	17,20	18,05	18,89	19,74	20,59	22,29	23,99	25,70	27,40	29,10	30,81	32,51	34,22	35,92	37,63	37,63	7		
8	13,86	15,54	17,23	18,08	18,93	19,78	20,62	21,47	22,32	24,02	25,72	27,42	29,12	30,83	32,53	34,23	35,94	37,64	39,35	39,35	8		
9	15,59	17,27	18,96	19,81	20,66	21,51	22,35	23,20	24,05	25,75	27,45	29,15	30,85	32,55	34,26	35,96	37,66	39,37	41,07	41,07	9		
10	17,32	19,01	20,70	21,55	22,39	23,24	24,08	24,93	25,78	27,48	29,18	30,88	32,58	34,28	35,98	37,68	39,39	41,09	42,79	42,79	10		
11	19,05	20,74	22,43	23,27	24,12	24,97	25,81	26,66	27,51	29,21	30,90	32,60	34,30	36,00	37,71	39,41	41,11	42,81	44,52	44,52	11		
12	20,78	22,47	24,16	25,00	25,85	26,70	27,54	28,39	29,24	30,94	32,63	34,33	36,03	37,73	39,43	41,13	42,84	44,54	46,24	46,24	12		
13	22,52	24,20	25,82	26,74	27,58	28,43	29,27	30,12	30,97	32,66	34,36	36,06	37,76	39,46	41,16	42,86	44,56	46,26	47,97	47,97	13		
14	24,26	25,93	27,72	28,47	29,31	30,16	31,01	31,85	32,70	34,39	36,09	37,79	39,49	41,18	42,89	44,59	46,29	47,99	49,69	49,69	14		
15	25,98	27,67	29,35	30,20	31,04	31,89	32,74	33,58	34,43	36,12	37,82	39,52	41,22	42,91	44,61	46,31	48,01	49,72	51,42	51,42	15		
$a$	$s_0$	0	1	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	$s_0$	$a$	

## ОГЛАВЛЕНИЕ

	<i>Стар.</i>
ПРЕДИСЛОВИЕ . . . . .	3
ГЛАВА I	
Общие сведения о дереве. Нормы допускаемых напряжений (§ 1—§ 7) . . . . .	5
ГЛАВА II	
Продольный изгиб (§ 8—§ 18) . . . . .	19
ГЛАВА III	
Поперечный изгиб (§ 19—§ 41) . . . . .	40
ГЛАВА IV	
Сопряжения деревянных конструкций (§ 42—§ 86) . . . . .	96
ГЛАВА V	
Конструкция и расчет крыш (§ 87—§ 100) . . . . .	173
ГЛАВА VI	
Решетчатые или сквозные фермы (§ 101—§ 112) . . . . .	195
ГЛАВА VII	
Гвоздевые балки составного сечения (§ 113—§ 116) . . . . .	206
ГЛАВА VIII	
Сегментные фермы (§ 117—§ 120) . . . . .	218
ГЛАВА IX	
Расчет треугольной фермы . . . . .	246
ПРИЛОЖЕНИЯ . . . . .	255

Редактор *инж. Притыкин*  
Литплавка *Сайковский*

Техредактор *Абрамова*  
Корректор *Касперская*

Сдано в типографию 22/XI—35 г.      Подписано к печати 17/II—36 г.  
Объем 17½ печати. листов. Бумага 62×94<sup>1/16</sup>      Знаков в печати. листе 47824.  
Тираж 3185 экз. Зак. № 1047. Ул. Главлитбела № Б 3628.

### Замеченные опечатки

Страница	Строка	Напечатано	Должно быть
17	14 сверху	$\sigma_c$	$[\sigma_c]$
26	5 снизу	$m^2$	$см^2$
31	14 сверху	$P_x$	$Px$
36	5 снизу	$d_y$	$dy$
37	2 сверху	$W_z$	$WZ$
46	9 снизу	$\frac{E}{\alpha'[\sigma_u]}$	$\frac{E}{\alpha[\sigma_u]}$
95	11 .	$\frac{H}{[\sigma_c]\alpha}$	$\frac{H}{b[\sigma_c]\alpha}$
102	5 .	$[\sigma_c]$	$\frac{[\sigma_c]}{[t]}$
111	1 сверху	$2_c$	$2c$
209	4 .	$d_x$	$dx$
212	13 .	6300	$\frac{6300}{\sqrt{2}}$
232	12 снизу	$\Phi 110$	1110