

Н. А. Филиппов

**примеры  
расчета и  
проектирования  
деревянных  
конструкций**

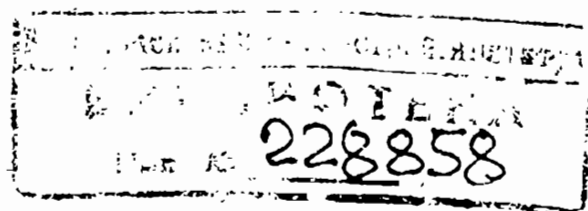
Н. А. ФИЛИППОВ, И. А. КОНСТАНТИНОВ

# ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

*Практическое пособие для проектировщиков*

Учебный фонд КУИСК

73



ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ  
Ленинград — 1965 — Москва .

В книге излагаются методы расчета и проектирования деревянных конструкций из разных пород древесины, встречающихся в гражданском, промышленном и сельскохозяйственном строительстве.

Книга является практическим пособием для инженеров и техников-проектировщиков деревянных конструкций.

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Авторы поставили перед собой следующие задачи:

1. В связи с изданием новых строительных норм и правил проектирования гражданских, промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений ознакомить инженеров и техников, занятых проектированием деревянных конструкций вышеуказанных объектов, с приемами проектирования по СНиП 1962 г.

2. Повысить внимание технического персонала к экономии в проектировании и строительстве деревянных конструкций, для чего приводятся забытые исследования в этой области, дающие возможность в определенных условиях применять заведомо экономные конструкции.

3. Обратить внимание проектировщиков на возможность выполнения деревянных конструкций не только из сосны и ели, но и из мягких лиственных пород, особенно в тех местах, где хвойная древесина является дефицитной, а в наличии имеется лиственная древесина. Для облегчения задачи внедрения местной лиственной древесины в строительство нами подобраны материалы, в которых можно найти исчерпывающие сведения о технических свойствах лиственных пород древесины в зависимости от влажности последней.

4. Ознакомить с преимуществами применения в будущем местной древесины. Во-первых, применение местной древесины поведет к экономии финансовых и транспортных средств народного хозяйства страны вследствие уменьшения перевозок хвойной древесины. Во-вторых, увеличение потребности в лиственной древесине (осина, тополь) повысит спрос на качественную осину.

5. Обратить внимание проектировщиков на эффективность применения местной древесины для подмостей, кружал, опалубок и других временных сооружений.



6. Информировать проектировщиков и строителей о существовании богатой нормативной литературы по механическим и физическим свойствам древесины у смежных производителей деревообрабатывающей и лесной промышленности.

7. В § 23 гл. VI предлагается вниманию читателя новый вид конструкций дерево-металлической балки с предварительным напряжением. Эта конструкция балки еще не была опубликована ни в нашей отечественной, ни в зарубежной литературе.

Предлагаемый метод расчета дерево-металлической балки с предварительным напряжением носит сугубо теоретический характер. После опытной проверки балки в лабораторных или заводских условиях может быть разработана более точная теория расчета.

8. В § 17 гл. VI приводится упрощенный метод расчета балок цельного сечения, сущность которого заключается в том, что по имеющемуся пролету балки и нагрузке на 1 пог. м балки без предварительного подсчета изгибающего момента и момента сопротивления можно подобрать требуемое сечение изгибаемого элемента.

В книге предисловие, введение, главы I, II, III, IV и V написаны Н. А. Филипповым, главы VI, VII, VIII и IX — И. А. Константиновым.

## ВВЕДЕНИЕ

Создание материально-технической базы коммунизма требует грандиозных затрат материальных ресурсов, среди которых важное место занимает древесина.

Несмотря на прогрессирующее внедрение сборного железобетона в строительство промышленных, гражданских и сельскохозяйственных зданий и сооружений, заготовка и потребление древесины для тех же целей продолжает расти из года в год.

Дерево, обладая хорошей удельной легкостью, свободно может конкурировать со сталью как материал для несущих конструкций малых и средних пролетов. Иногда дерево является единственным материалом, из которого можно выполнить сооружение. Так, например, при эксплуатации складов комбинатов, вырабатывающих калийные соли для сельскохозяйственных удобрений, внутри помещения складов образуется солевая пыль, которая откладывается на горизонтальных плоскостях ферм и покрытий и приводит к образованию солевых затвердений. Соли вступают в реакцию с материалом конструкций, корродируют их элементы и приводят к снижению несущей способности. Более интенсивному разрушению, чем дерево, подвергаются бетонные, металлические и кирпичные конструкции, поэтому подобного рода склады выполняются только из дерева. Эксплуатация складов показала, что рациональнее всего применять деревянные клееные конструкции, так как они не имеют щелей; применение деревянных конструкций из целой древесины, имеющей щели, недопустимо из-за проникновения соли в щели, способствующей быстрому разрушению деревянных элементов. Благодаря наличию металла в дерево-металлических конструкциях применение их для таких складов полностью исключается.

Экономические соображения и официальные указания (ТП 101—61/2) требуют использования дерева в строительстве, если последнее производится в лесных районах.

Таким образом, рациональная область применения дерева еще велика, несмотря на явное предпочтение, отдаваемое проектировщиками недеревянными конструкциям.

Для выполнения программы строительства на двадцатилетие необходимо мобилизовать имеющиеся ресурсы древесины, в значительной мере уже израсходованной в части хвойных пород. Следовательно, на строительство должна расходоваться также древесина лиственных пород, которая в настоящее время «Техническими правилами по экономному расходованию металла, леса и цемента в строительстве» [2] рекомендуется к использованию в большинстве случаев на вспомогательных работах. Однако в СНиП II-A. 10-62, п. 5Б, примечание I указывается, что «древесину мягких и малоценных твердых лиственных пород применяют для изготовления элементов несущих конструкций в соответствии с указаниями норм проектирования строительных конструкций, зданий и сооружений различного назначения». Если до 1962 г. данные для проектирования были разработаны недостаточно, то сейчас, с изданием руководящих технических материалов («Древесина — показатели физико-механических свойств», М., 1962), в распоряжении конструкторов появились надежные данные для проектирования.

Эти руководящие материалы позволяют:

- а) рассматривать древесину как местный материал, так как все виды ее отнесены к местам их произрастания;
- б) надежно определить нормативные сопротивления древесины согласно приемам, данным в руководстве;
- в) в целях экономии хвойных пород и стоимости перевозок проектировать деревянные конструкции главным образом из местных пород древесины.

Для сравнения физико-механических свойств тополевых пород данные представлены в табл. 2.



## *Глава I*

# **МАТЕРИАЛЫ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ В ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ, И ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К НИМ**

## **§ 1. КРАТКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ДРЕВЕСНЫХ ПОРОД И СТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ПРИМЕНЯЕМЫХ В СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ**

Для деревянных зданий и сооружений в СССР употребляется хвойный и лиственный лес; первому отдается предпочтение. Из хвойных пород применяют сосну, ель, лиственницу и пихту, из лиственных — бук, дуб, ясень, ольху, осину и др.

Значительное количество деревянных зданий и сооружений выполняется из сосны. Пихта и ель могут заменить сосну, но они менее долговечны, чем сосна. Лиственница из всех хвойных пород отличается самой большой стойкостью против атмосферных влияний. Дуб вследствие своей дороговизны применяется сравнительно редко и идет главным образом на изготовление мелких частей элементов деревянных конструкций. Бук, обладая большой твердостью, не может быть рекомендован для конструкций, не защищенных от атмосферных воздействий. Ольха непригодна для сооружений, работающих на открытом воздухе, вследствие ее недолговечности. Осина в сухом состоянии весьма упруга и превосходит по прочности не только хвойные породы, но и лиственные — дуб, ясень, граб и т. д. [8].

Лесные материалы делятся на бревна, пластины, брусья, бруски, доски и рейки.

Согласно СНиП II-V. 4-62 стальные части деревянных конструкций, назначаемые по расчету, должны изготавливаться из

стали марки Ст.Зкп, а конструкций, подвергающихся воздействию динамических и вибрационных нагрузок и эксплуатируемых на открытом воздухе или в неотопливаемых помещениях при расчетной температуре — 30°, — из стали марки Ст.Зпс с дополнительным испытанием на загиб в холодном состоянии (ГОСТ 380—60); допускается применение низколегированных сталей, указанных в СНиП II-V. 3-62.

Стальные части деревянных конструкций следует защищать от коррозии.

## § 2. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА СТРОИТЕЛЬНОЙ ДРЕВЕСИНЫ РАЗНЫХ ПОРОД

По табл. 1 и 2 СНиП II-V. 4-62 качество древесных хвойных и лиственных пород в готовых элементах или отдельных участках элементов несущих конструкций постоянного назначения в зависимости от категорий элементов должно удовлетворять дополнительным требованиям главы СНиП I-V. 13-62 в отношении допустимых пороков.

Физико-механические свойства древесины находятся в тесной зависимости от количества содержащейся в ней влаги (табл. 1).

*Таблица 1*

**Процентное содержание соков в дереве в зависимости от его породы и времени рубки**

Время рубки	Твердые лиственные породы	Хвойные породы
Декабрь и январь . . . . .	44	60
Февраль . . . . .	38	56
Март . . . . .	36	59
Апрель . . . . .	36	54
Май . . . . .	39	60
Июнь . . . . .	35	61
Июль . . . . .	39	60
Сентябрь . . . . .	38	58
Ноябрь . . . . .	34	58

Как видно из приведенных данных, наибольшая влажность у лиственных пород наблюдается зимой, наименьшая в июне, а у хвойных пород наименьшая влажность — в зимние месяцы и в апреле.

Средняя влажность древесины лиственных пород меньше, чем у хвойных. Объемный вес древесины зависит от влажности и определяется согласно табл. 3 СНиП II-V. 4-62.

Допускаемая влажность древесины для изготовления проветриваемых наземных деревянных конструкций постоянного

Таблица показателей физико-механических свойств древесины тополей [3]

Показатели физико-механических свойств	Осина Горьков- ской области	Осокорь Саратов- ской области	Белый тополь Волго- градской области	Канад- ский тополь Ростов- ской области
Объемный вес в $г/см^3$ . . . . .	0,5	0,52	0,42	0,40
Коэффициент усушки в %:				
объемной . . . . .	0,6	0,45	0,4	0,35
радиальной . . . . .	0,15	0,15	0,12	0,14
тангенциальной . . . . .	0,30	0,32	0,23	0,25
Разбухание в %:				
радиальное . . . . .	6,2	5,0	3,1	4,3
тангенциальное . . . . .	11,6	9,6	7,4	8,0
Водопоглощение в % . . . . .	170	200	180	213
Временное сопротивление сжатию вдоль волокон в $кг/см^2$ . . . . .	374	304	308	358
Предел пропорциональности при сжатии поперек волокон в $кг/см^2$	27	23	26	23
Временное сопротивление растяже- нию вдоль волокон в $кг/см^2$ . . . . .	1201	908	860	936
Временное сопротивление статиче- скому изгибу в $кг/см^2$ . . . . .	686	512	533	555
Модуль упругости в $кг/см^2$ . . . . .	109 000	73 200	70 900	82 700
Ударная вязкость в $кг/см^2$ . . . . .	0,26	0,165	0,18	0,18
Временное сопротивление скалыва- нию вдоль волокон в $кг/см^2$ :				
радиальное . . . . .	45	47	54	59
тангенциальное . . . . .	58	60	71	67
Сопротивление раскалыванию в $кг/см^2$ :				
радиальное . . . . .	3,8	3,7	4,3	4,0
тангенциальное . . . . .	4,6	5,0	5,0	4,5
Твердость (по Янка) в $кг/см^2$ :				
торцовая . . . . .	227	198	198	213
радиальная . . . . .	183	143	170	147

назначения должна быть не более 25%, для закрытых, трудно проветриваемых конструкций, — не более 20% и для клеевых — не более 15%. Для изготовления проветриваемых наземных конструкций (неклееных) постоянного назначения разрешается применять в отдельных случаях древесину влажностью более 40%. Влажность древесины для изготовления элементов неклееных конструкций, длительно находящихся в увлажненном состоянии, не нормируется.

Как видно из приведенных данных, диапазон применения древесины влажностью от 15% и выше может иметь место, поэтому в табл. 2—4 и в приложении 2 собраны физико-механические свойства древесины, помогающие ориентироваться при применении различных пород древесины разной влажности в деревянных конструкциях.

Кроме физических свойств, на прочность и деформативность деревянных элементов влияют пороки древесины. Главные из них перечислены в приложении 1 СНиП II-V. 4-62.

В этой таблице регламентируется качество древесины в отношении допустимых пороков, которые можно принять для готовых элементов несущих конструкций постоянного назначения из хвойных и лиственных пород.

Наибольшего распространения и лучшего роста осина достигает в лесах Советского Союза в полосе от 53 до 60° северной широты.

Таблица 3

Физические свойства древесины разных пород

Порода древесины	Объемный вес			Коэффициенты усушек в %	
	при 15% влажности	в абсолютно сухом состоянии	условный	радиальные	тангенциальные
Береза бородавчатая и пушистая . . . . .	0,64	0,60	0,50	0,28	0,34
Бук . . . . .	0,68	0,64	0,53	0,18	0,35
Дуб . . . . .	0,70	0,65	0,55	0,19	0,29
Ель . . . . .	0,45	0,42	0,36	0,17	0,31
Липа . . . . .	0,50	0,47	0,40	0,23	0,33
Лиственница . . . . .	0,67	0,63	0,52	0,20	0,39
Осина . . . . .	0,50	0,47	0,40	0,15	0,30
Пихта кавказская . . . . .	0,44	0,41	0,35	0,18	0,34
» сибирская . . . . .	0,38	0,35	0,30	0,11	0,31
Сосна обыкновенная . . . . .	0,51	0,47	0,40	0,18	0,31
Ясень манчжурский . . . . .	0,66	0,61	0,52	0,20	0,32

Примечание. Коэффициент усушки по длине ствола равен 0,1%.

Механические свойства древесины разных пород [3]

Порода древесины	Влажность в %	Предел прочности в $кг/см^2$					Удельная работа при удар- ном изгибе в $кг/см^3$	Твердость в $кг/см^2$			Модуль упругости при ста- тическом изгибе в $1000 кг/см^2$
		при сжатии вдоль во- локон	при статическом изгибе	при растяжении вдоль волокон	при ска- лывании вдоль волокон			торцовая	радиальная	тангенциальная	
					радиальном	тангенциаль- ном					
Береза бородавчатая и пушистая	15	467	967	1610	85	102	0,45	423	336	300	140
	30 и более	224	597	1267	50	59	0,40	276	219	196	110
Вук	15	474	953	1178	106	132	0,39	556	394	403	122
	30 и более	259	646	926	70	89	0,35	363	267	263	92
Дуб	15	508	944	—	93	111	0,37	613	510	444	101
	30 и более	311	678	—	76	90	0,33	400	333	290	71
Ель	15	390	703	1003	63	62	0,19	237	165	166	93
	30 и более	196	439	788	41	44	0,17	122	85	86	63
Липа	15	398	775	1158	78	74	0,28	234	156	163	87
	30 и более	242	542	912	56	50	0,25	153	102	106	57
Лиственница	15	548	987	1227	91	86	0,25	397	265	267	140
	30 и более	253	617	964	63	58	0,22	204	137	138	110
Осина	15	374	686	1201	57	78	0,41	241	175	183	109
	30 и более	192	454	946	36	50	0,37	157	114	119	70
Пихта кавказская	15	391	722	1118	77	82	0,20	340	—	—	103
	30 и более	199	484	878	59	58	0,18	175	—	—	73
Пихта сибирская	15	344	603	656	58	59	0,14	257	155	—	87
	30 и более	175	404	515	45	42	0,13	132	80	—	57
Сосна обыкновенная	15	414	758	1009	69	67	0,20	262	217	223	119
	30 и более	212	495	792	43	45	0,18	135	112	115	89
Ясень маньчжурский	15	450	979	1444	122	114	0,30	612	—	—	135
	30 и более	293	672	1136	91	82	0,27	399	—	—	105



В заключение следует сказать, что все страны мира на всемирных лесных конгрессах признали, что для скорейшего и большего получения нужной человеку древесины тополь является наиболее перспективной древесной породой, необходимой для массового разведения.

На основании изложенного можно утверждать, что применение в строительных целях древесины тополей сохранит хвойный древостой лесов Советского Союза.

Древесина нашей страны, как лиственная, так и хвойная, достаточно хорошо изучена с указанием мест произрастания соответствующих деревьев и их физико-механических свойств.

Для возможности использования лиственной древесины в строительстве приведены выборочные показатели физических свойств ее в табл. 3. Из анализа и сопоставления данных таблицы можно заключить, что коэффициенты усушки древесины лиственных пород, за исключением березы и липы, близки по величине к коэффициентам усушки сосновой древесины, следовательно, величина внутренних напряжений в элементах конструкций от усушки не будет значительно превосходить аналогичные напряжения, возникающие в конструкциях, выполненных из сосновой древесины.

Из табл. 4 видно, что выборочные механические показатели лиственной древесины очень пестры; они во многих случаях превышают показатели сосны, в некоторых имеют меньшую величину.

Сортамент строительных бревен указан в ГОСТ 4538—48 в главе «Лесоматериалы круглые хвойных пород, применяемые без продольной распиловки».

Суммируя все вышеизложенное, можно рекомендовать применение лиственных пород древесины при условии, что качество лиственных и хвойных пород будет удовлетворять ГОСТ 2695—56, СНиП I-13.13-62, II-A.10-62 и II-13.4-62 с приложением I и II.



## *Глава II*

# **ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ И ПРОЕКТИРОВАНИЮ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ УКАЗАНИЯ. ПРИМЕРЫ ЭКОНОМИЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

### **§ 3. РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Задача расчета деревянных несущих конструкций заключается в определении невыгодных воздействий на них, наименьших сечений элементов, работающих на эти условия, и обеспечении эксплуатационной надежности зданий и сооружений. С 1955 г. в СССР перешли к единому способу расчета для всех конструкций, называемому методом расчета по расчетным предельным состояниям.

При расчете элементов конструкций учитываются следующие расчетные предельные состояния:

- первое — по несущей способности;
- второе — по деформациям и перемещениям;
- третье — по трещиностойкости.

Целью расчета по первому предельному состоянию является обеспечение несущей способности (прочности, устойчивости формы и положения, выносливости) и ограничение развития чрезмерных пластических деформаций конструкций и оснований в возможных неблагоприятных условиях их работы в период строительства и эксплуатации зданий и сооружений.

Целью расчета по второму предельному состоянию является ограничение деформаций или перемещений (в том числе колебаний) конструкций и оснований в условиях нормальной эксплуатации зданий и сооружений.

Целью расчета конструкций по третьему предельному состоянию является недопущение трещин или ограничение величины раскрытия трещин, с тем чтобы эксплуатация зданий и сооружений не была затруднена или нарушена вследствие коррозии, местных повреждений, потерь непроницаемости и т. п.

Основное требование расчета по предельным состояниям состоит в том, чтобы величины усилий или напряжений, деформаций, перемещений и раскрытие трещин от учитываемых в расчетах воздействий не превышали предельных значений, определяемых в соответствии с нормами проектирования строительных конструкций и оснований зданий и сооружений различного назначения (СНиП II-A. 10-62).

Для подбора поперечных сечений элементов конструкций в СНиП II-A. 10-62 даны нормативные и расчетные характеристики древесины (без пороков) при 15%-ной влажности с соответствующими коэффициентами, необходимыми для получения расчетных сопротивлений, а также коэффициенты перехода к нормативным и расчетным сопротивлениям древесины разных пород по отношению к сосне и ели. Если сравнить прочностные характеристики свойств древесины мягкой лиственной породы, указанные в табл. 4, с коэффициентами табл. 36 СНиП II-A. 10-62, то можно убедиться, что коэффициенты последнего занижены, особенно по осине и тополю.

В табл. 34 СНиП II-A.10-62 представлены категории элементов несущих конструкций на предмет выполнения элементов их из материалов, качества которых указаны в приложении I СНиП II-B. 4-62. Там же имеются основные указания по проектированию деревянных конструкций, которые не рекомендуют применять многослойные дощато-гвоздевые конструкции, балки с перекрестной стенкой, сегментные фермы с гнутыми поясами, своды-оболочки, своды двойкой кривизны. Запрещается применять в покрытиях и перекрытиях деревоплиты. При проектировании деревянных конструкций следует применять наименьшее число размеров сечений пиломатериалов в пределах рекомендуемого сокращенного сортамента, помещенного в приложение к СНиП II-B.4-62; осуществлять стыки деревянных растянутых элементов совмещенными в одном сечении, перекрывая их деревянными накладками на стальных нагелях, обеспечивая осевую передачу растягивающих усилий и избегая ослабления на кромках; располагать стыки сжатых поясов вблизи узлов, осуществляя стыкование торец в торец с установкой накладок на болтах диаметром не менее 1,2 см с шайбами.

Не следует проектировать узлы и стыки, прикрепление элементов в которых осуществляется двумя или более соединениями различной жесткости. Как правило, элементы деревянных конструкций центрируются в узлах, стыках и на опорах. Площади нетто поперечных сечений элементов должны быть не меньше  $50 \text{ см}^2$ .

Сжатые пояса закрепляются связями жесткости против выхода их из плоскости системы. Устройство подкосных связей для раскрепления поясов не допускается. Прогоны и связи жестко раскрепляются со стенами здания или другими способами, обеспечивающими несмещаемость узлов.

При пролетах деревянных конструкций, превышающих 30 м, одну из опор устраивают подвижной.

Нормативные указания по проектированию будут приведены в соответствующих главах перед решением примеров на расчеты и конструирование соответствующих систем.

Возведение деревянных конструкций индустриальными методами может быть осуществлено главным образом путем внедрения клееных деревянных конструкций, которые должны изготавливаться на заводах и монтироваться на строительных площадках.

В целях удобного пользования книгой ниже приводятся из СНиП II-V.4-62 некоторые часто встречающиеся при расчете строительных конструкций расчетные и нормативные характеристики материалов.

Расчетным сопротивлением  $R$  называется произведение нормативных сопротивлений на коэффициент однородности материалов и на коэффициент условий работы элементов и соединений конструкций.

Величины расчетных сопротивлений приводятся в табл. 5.

Разрешается принимать расчетное среднее сопротивление скалыванию древесины:

а) сосны и ели в лобовых врубках и элементах составных балок на шпонках при учете длины скалывания не более двух толщин брутто элемента и 10 глубин врезки  $R_{ск}^{cp} = 20 \text{ кг/см}^2$ ;

б) дуба в продольных шпонках с отношением длины к высоте, равным 2,5,  $R_{ск}^{cp} = 20 \text{ кг/см}^2$ , в поперечных шпонках с тем же соотношением размеров —  $R_{ск}^{cp} = 10 \text{ кг/см}^2$ .

При переходе от хвойных пород к другим породам расчетные сопротивления умножаются соответственно на коэффициенты, помещенные в табл. 6.

При применении в конструкциях древесины повышенной влажности или повышенной температуры, а также конструкций, проверяемых на воздействие только постоянной нагрузки, к расчетным сопротивлениям в табл. 5 вводятся коэффициенты, приведенные в табл. 7.

## Расчетные сопротивления для сосны и ели

Виды напряжений и характеристики элементов	Условные обозначения	Расчетные сопротивления, кг/см <sup>2</sup>
Изгиб:		
а) элементов с высотой сечения до 50 см (за исключением упомянутых в пп. «б» и «в») .	$R_{и}$	130
б) элементов сплошного прямоугольного сечения с размерами сторон 14 см и больше при высоте сечения до 50 см . . . . .	$R_{и}$	150
в) бревен, не имеющих врезок в расчетном сечении . . . . .	$R_{и}$	160
Растяжение вдоль волокон:		
а) элементов, не имеющих ослабления в расчетном сечении . . . . .	$R_p$	100
б) элементов, имеющих ослабление в расчетном сечении . . . . .	$R_p$	80
Сжатие и смятие вдоль волокон . . . . .	$R_c, R_{см}$	130
» » » по всей поверхности поперек волокон . . . . .	$R_{с 90}, R_{см 90}$	18
Смятие местное поперек волокон:		
а) в опорных плоскостях конструкций . . . . .	$R_{см 90}$	24
б) в лобовых врубках и шпонках . . . . .	$R_{см 90}$	30
в) под шайбами при углах смятия от 90 до 60°	$R_{см 90}$	40
Скалывание вдоль волокон при изгибе и в соединениях (для максимального напряжения) . . . . .	$R_{ск}$	24
Скалывание поперек волокон (для максимального напряжения) . . . . .	$R_{ск 90}$	12

Коэффициент воздействия постоянной нагрузки применяется только в тех случаях, когда усилия в элементах и соединениях деревянных конструкций, возникающие от расчетной постоянно действующей нагрузки, превышают 0,8 усилий от расчетной полной нагрузки.

К постоянно действующим нагрузкам следует относить при этом, помимо собственного веса сооружения, также и нагрузки, действующие на конструкцию в течение большей части срока ее службы (нагрузки складских и библиотечных помещений и др.).

Расчетные от снега и ветра нагрузки следует отнести к временно действующим нагрузкам.

При расчете деревянных конструкций на воздействие кратковременных нагрузок к расчетным сопротивлениям вводятся коэффициенты условий работы по табл. 8.

Повышение расчетных сопротивлений древесины при расчете конструкций на воздействие ветровой, монтажной и сейсмической нагрузок (обоснованное кратковременностью воздействия

Таблица 6

**Коэффициенты перехода к расчетным сопротивлениям от сосны и ели  
к древесине других пород**

Породы древесины	Коэффициенты для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон	сжатию и смятию поперек волокон	скалыванию
<b>1. Хвойные</b>			
Лиственница . . . . .	1,2	1,2	1
Кедр сибирский . . . . .	0,9	0,9	0,9
Пихта . . . . .	0,8	0,8	0,8
<b>2. Твердые лиственные</b>			
Дуб . . . . .	1,3	2	1,3
Ясень, клен, граб . . . . .	1,3	2	1,6
ереза, бук . . . . .	1,1	1,6	1,3
<b>3. Мягкие лиственные</b>			
Осина, тополь . . . . .	0,8	1	0,8

Таблица 7

**Коэффициенты условий работы**

Условия эксплуатации конструкций	Коэффициенты
Кратковременное увлажнение древесины с последующим высыханием . . . . .	0,85
Длительное увлажнение древесины . . . . .	0,75
Воздействие установившейся температуры воздуха 35—50° . . . . .	0,8
» постоянной нагрузки . . . . .	0,8

Таблица 8

**Коэффициенты условий работы конструкций  
при воздействии кратковременных нагрузок**

Нагрузки	Коэффициент условий работы	
	для всех видов сопро- тивления, кроме смятия поперек волокон	для смя- тия поперек волокон
Ветровая . . . . .	1,2	1,4
Монтажная . . . . .	1,2	1,4
Сейсмическая . . . . .	1,4	1,6

этих нагрузок) производят независимо от введения коэффициента для учета дополнительных или особых сочетаний нагрузок.

В соответствии со СНиП II-A.10-62 нагрузки и воздействия разделяются на постоянные и временные. Временные нагрузки в свою очередь подразделяются на длительные, кратковременные и особые.

К постоянным нагрузкам и воздействиям относится вес постоянных частей зданий и сооружений, в том числе вес несущих и ограждающих строительных конструкций.

К временным длительным нагрузкам и воздействиям относятся:

а) вес стационарного оборудования, а также вес жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование в процессе его эксплуатации;

б) нагрузки на перекрытия складских помещений, холодильников, книгохранилищ, архивов, библиотек и подобных зданий и помещений;

в) вес некоторых частей здания или сооружения, положение которых в процессе эксплуатации может изменяться, нагрузка от веса перегородок принимается как равномерно распределенная не менее  $75 \text{ кг/м}^2$ ;

г) вес слоя воды на водонаполненных плоскостях покрытий.

К кратковременным нагрузкам и воздействиям относятся:

а) нагрузки от подъемно-транспортного оборудования, используемого при строительстве и эксплуатации зданий и сооружений;

б) нагрузки на перекрытия жилых и общественных зданий от веса людей, мебели и легкого оборудования;

в) вес людей, деталей, ремонтных материалов в зонах обслуживания оборудования;

г) снеговые нагрузки;

д) ветровые нагрузки;

е) температурные климатические воздействия;

ж) нагрузки, возникающие при перевозке и монтаже строительных конструкций, при монтаже или перестановке оборудования, а также нагрузки от веса складываемых материалов и изделий, применяемых при строительстве или реконструкции зданий и сооружений.

Временную нагрузку в помещениях жилых и общественных зданий: театров, клубов, фойе кино, концертных и выставочных залов, где преобладает вес оборудования или возможно частое появление близких к нормативной интенсивности скоплений людей, — следует относить к длительным временным нагрузкам.

К особым нагрузкам и воздействиям относятся:

а) сейсмические воздействия;

б) нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологи-

ческого процесса, временной неисправностью, поломкой оборудования и др.

Расчет строительных конструкций производится на самые невыгодные комбинации и расположения нагрузок как для отдельных элементов, так и для всего сооружения в целом.

СНиП различает следующие комбинации нагрузок: основные, дополнительные и особые.

Основные сочетания состоят из постоянных или регулярно действующих нагрузок, временных длительных нагрузок и одной из возможных кратковременных нагрузок, наиболее существенно влияющей на напряженное состояние рассматриваемого сечения, элемента или всей конструкции.

Дополнительные сочетания состоят из нагрузок, входящих в основные сочетания с добавлением нерегулярно действующих временных нагрузок, нагрузок от ветра и температурных влияний или монтажных нагрузок.

Особые сочетания состоят из постоянных, временных длительных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок (сейсмических сил, аварийных нагрузок и т. п.).

Вертикальные и горизонтальные нагрузки от мостовых кранов следует рассматривать при учете сочетаний как одну кратковременную нагрузку.

Совместное действие снеговой нагрузки с мостовыми кранами следует учитывать в основном сочетании.

Совместное действие снеговой нагрузки с двумя кранами легкого и среднего режимов работы, а также одновременное воздействие трех или четырех мостовых кранов (независимо от их режима и учета других кратковременных нагрузок) следует рассматривать в дополнительном сочетании.

При расчете конструкций и оснований с учетом дополнительных сочетаний нагрузок величины расчетных кратковременных нагрузок (или соответствующих им усилий в конструкции) следует умножать на коэффициент, равный 0,9, а при расчете с учетом особых сочетаний — на коэффициент, равный 0,8, кроме случаев, оговоренных в нормах проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах и других специальных нормах.

Для расчета строительных конструкций по методу расчетных предельных состояний нормами установлены нормативные и расчетные нагрузки.

К нормативным нагрузкам относятся:

- а) собственный вес конструкций;
- б) нагрузки от снега и ветра.

Расчетные нагрузки устанавливаются как наибольшие внешние воздействия с учетом возможной изменчивости нагрузок и случайных отклонений от принятых условий нормальной эксплуатации оборудования и определяются путем умножения



Таблица 9

Нагрузки, приходящиеся на 1 м<sup>2</sup> зданий и промышленных сооружений в кг

Виды нагрузки	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
Собственный вес конструкций, за исключением веса теплоизоляционных материалов . . . . .	По проектным данным	1,1	—
Собственный вес теплоизоляционных материалов . . . . .	То же	1,2	—
Вертикальные и горизонтальные нагрузки от кранов грузоподъемностью в т . . . . .	5	1,3	—
	Более 5	1,2	—
Снеговая нагрузка . . . . .	По СНиП	1,4	—
Ветровая нагрузка . . . . .	То же	1,2	—
Нагрузка на чердачные перекрытия в кг/м <sup>2</sup> . . . . .	75	1,4	105
Нагрузка в квартирах, лечебных учреждениях (за исключением вестибюлей и залов), детских садах, яслях с учетом веса обычного оборудования в кг/м <sup>2</sup> . . . . .	150	1,4	210
Нагрузка в общежитиях, гостиницах, классных комнатах, бытовых помещениях промышленных цехов в кг/м <sup>2</sup> . . . . .	200	1,4	280
Нагрузка в вестибюлях, коридорах и лестницах жилых, общественных и научно-административных зданий, в аудиториях, залах столовых, кафе и ресторанов в кг/м <sup>2</sup> . . . . .	300	1,3	390
Нагрузка в вестибюлях, коридорах и лестницах столовых, кафе, ресторанов, в залах учебных заведений, административных и научных учреждений, вокзалов, театров, кино, клубов, спортивных залов, магазинов, музеев, выставочных залов и павильонов в кг/м <sup>2</sup>	400	1,3	520

Виды нагрузки	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
Нагрузка в коридорах и лестницах, обслуживающих трибуны всех видов, в $кг/м^2$	500	1,2	600
Нагрузка на террасы и плоские покрытия в $кг/м^2$ :			
а) на участках, используемых для отдыха, наблюдений и тому подобных целей, не связанных со значительным скоплением людей	200	1,4	280
б) то же на участках с большим скоплением людей и балконах . .	400	1,3	520
Нагрузка для основных производственных зданий и помещений в $кг/м^2$ . . . . .	По технологическим данным, но не менее 200	1,4 для нагрузки менее $300 кг/м^2$ 1,3 для нагрузки от 300 до $500 кг/м^2$ 1,2 для нагрузки от 500 $кг$ и более	
Нагрузка для складов, перекрытий различного назначения, предназначенных для хранения материалов и изделий в $кг/м^2$ . . . . .	По наибольшему объему материалов, но не менее 400	1,3	

нормативных нагрузок на соответствующий коэффициент перегрузок  $n$  ( $N = N^n n$ ).

Следовательно, коэффициенты перегрузки являются данными о возможных отклонениях фактического веса конструкций и оборудования от нормативного веса. Такие данные получены вследствие неточностей подсчета нормативного веса и различных допусков при изготовлении конструкций.

Нормативные нагрузки, коэффициенты перегрузки и некоторые расчетные нагрузки приведены в табл. 9.

Несущие конструкции покрытий и перекрытий (обрешетка, прогоны) следует проверять на сосредоточенную вертикальную нормативную нагрузку, равную:

- а) для покрытий, террас и чердачных перекрытий — 100 кг;
- б) для перекрытий жилых, общественных, сельскохозяйственных и промышленных зданий — 150 кг.

Коэффициент перегрузки для этих нагрузок принимается равным 1,2.

В соответствии со СНиП II-A.11-62 нормативная снеговая нагрузка на 1 м<sup>2</sup> площади горизонтальной проекции покрытия определяется по формуле

$$p^n = p_0 c,$$

где  $p_0$  — вес снегового покрова на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли, принимаемый по табл. 10 в зависимости от района СССР;

$c$  — коэффициент перехода от веса снегового покрова на горизонтальной поверхности земли к нормативной нагрузке на покрытие, принимаемый по табл. 6 СНиП II-A.11-62.

При уклоне покрытия  $\alpha < 25^\circ$  коэффициент  $c$  принимается равным 1.

Таблица 10

Вес снегового покрова  $P_0$  на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности

Районы СССР	Вес снегового покрова земли в кг/м <sup>2</sup>	Районы СССР	Вес снегового покрова земли в кг/м <sup>2</sup>
I	50	IV	150
II	70	V	200
III	100	VI	250

Примечание. Районы СССР принимаются по карте приложения I СНиП II-A. 11-62.

Расчет строительных конструкций по второму расчетному предельному состоянию производится на действие нормативных нагрузок, при этом величины деформаций (прогибы)  $f$  не должны превышать величин, приведенных в табл. 11.

Прогиб оштукатуренных поверхностей элементов покрытий только от полезной нагрузки не должен превышать 1/350 пролета.

Модуль упругости  $E$  независимо от породы древесины при расчете строительных конструкций по второму расчетному предельному состоянию для определения деформаций конструкций, находящихся под действием постоянной и временной нагрузок, принимается равным 100 000 кг/см<sup>2</sup>.

## Предельные деформации (прогибы) изгибаемых элементов

Наименование элементов	Предельные прогибы
Междуэтажные перекрытия . . . . .	1/250
Чердачные перекрытия . . . . .	1/200
Покрытия:	
а) прогоны, стропильные ноги . . . . .	1/200
б) обрешетка и настилы . . . . .	1/150
Енды . . . . .	1/400

Если строительная конструкция находится в условиях повышенной влажности и температуры или проверяется на воздействие только постоянной нагрузки, то модуль упругости  $E$  умножается на коэффициент условий работы.

При расчете статически неопределимых конструкций по несущей способности модуль упругости  $E$  снижают в 2 раза.

#### § 4. ПРИМЕРЫ ЭКОНОМИЧНЫХ РЕШЕНИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

СНиП II-A. 10-62 п. 5. 1 предлагает проектировать деревянные конструкции с учетом требований по экономному расходованию лесоматериалов и металла. О строительной экономике написано много трудов, которые касаются только вопросов учета организации и технологии строительства. Что же касается экономики в самом проектировании зданий и сооружений и их элементов, то в этом плане имеются незначительные попытки предложить экономический анализ некоторых систем. Так, например, Промстройпроект провел исследования деревянных конструкций с экономической стороны. Сравнивались по стоимости, расходу древесины и стали несущие конструкции при пролетах от 4,0 до 7,0 м, балки прямоугольных сечений на гвоздях и пластинчатых нагелях и балки двутаврового сечения при шаге балок  $a = 4,0$  м, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой  $q = 800, 1600$  и  $2400$  кг/м<sup>2</sup>, что будет соответствовать нагрузкам: 200, 400 и 600 кг/м<sup>2</sup> крыши.

Самыми дешевыми оказались:

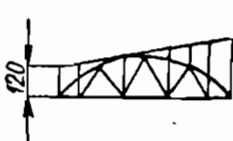
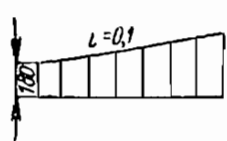
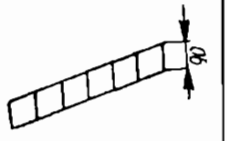
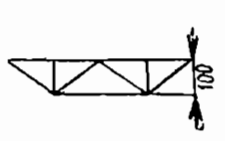
- 1) при  $q = 200$  кг/м<sup>2</sup> — балки на пластинчатых нагелях (в пролетах от 4 до 7 м);
- 2) при  $q = 400$  кг/м<sup>2</sup> — балки Деревягина (в пролетах от 4 до 4,5 м); в пролетах от 4 до 4,5 м они конкурируют с балками на гвоздях; в пролетах от 5,0 до 7,0 м — с двутавровыми балками;

3) при  $q=600 \text{ кг/м}^2$  — двутавровые балки (в пролетах от 5 до 7,0 м).

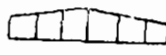

Для несущих конструкций при пролетах от 7,0 до 13,0 м и результаты исследований по расходу материалов представлены в табл. 12. Экономические сравнения производились между тавровыми и двутавровыми балками и сегментными и шпренгельными фермами.

Таблица 12

а) Расход материалов в фермах пролетом 1000 см односкатных кровель на ячейку  $6 \times 10$  при  $q=167 \times 6 \approx 1000 \text{ кг/м}$

				
Дерево в м <sup>3</sup>	1,18 со связями	1,18 со связями	1,17 со связями	0,79 со связями
Металл в кг	84,0 со связями	39,4 со связями	42,0 со связями	14,9 со связями

б) Расход материалов в фермах пролетом 1000 см двускатных кровель на ячейку  $6 \times 10$  при  $q=167 \text{ кг/м}^2$

	Тавровая балка	Двутавровая балка	Шпренгельная ферма	Сегментная ферма
				
Шаг' между балками в см	130	600	600	600
Дерево в м <sup>3</sup>	1,47	0,93	0,81	0,50
Металл в кг	28,7	39,7	15,1	41,0

По стоимости рабочей силы самой дешевой следует считать балку с параллельными поясами для пролетов от 7,0 до 12,0 м, затем балки двускатные и односкатные, в пролетах от 7,0 до

13,0 м для всех нагрузок  $q=700, 1100$  и  $1500$  кг/м. После этого идут сегментные фермы для цилиндрической крыши и самыми дорогими являются сегментные фермы для односкатных крыш.

Кроме изложенных выше примеров, необходимо привести рациональные соображения, влияющие на экономическую сторону проектирования деревянных клееных балок, которые обычно сначала рассчитываются на прочность, а затем проверяются на деформации.

Если балка, рассчитанная на прочность, удовлетворяет расчетным сопротивлениям, то при проверке на прогиб не принято подбирать сечение балки снова. Если прогиб ее получился меньше допустимого, то полученный результат считается хорошим. С экономической стороны нельзя признать этот случай нормальным, так как можно полагать, что сечение подобрано с излишним запасом жесткости. Так, например, Главпромстрой выпустил «Альбом деревянных клееных конструкций для железнодорожного строительства» (Москва, 1954). В этом альбоме предложены решения клееных балок прямоугольного и двутаврового сечений пролетами 6,4, 9,0 и 12,0 м. При допустимом наименьшем прогибе  $\frac{1}{350}$  предлагаемые альбомом балки имеют прогибы:

для прямоугольных сечений

$$f_{\max} = \frac{1}{417} l; \quad f_{\min} = \frac{1}{637} l;$$

для двутавровых сечений

$$f = \frac{1}{435} l; \quad f = \frac{1}{540} l.$$

Вышеуказанные балки рассчитывались как свободно лежащие, загруженные равномерно распределенной нагрузкой, следовательно, прогиб определялся по формуле

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI}.$$

Из формулы видно, что при подборе сечения по заданным  $q, l, E$  в распоряжении проектировщика переменным может быть только  $I$ .

На основании приведенных выше данных определим процент завышения полученных прогибов против допустимого  $f=1/350 l$  по формуле

$$\frac{(f_n - f) 100}{f_n},$$

где

$$f_n = \frac{1}{350} l; \quad f_1 = \frac{1}{417} l; \quad f_2 = \frac{1}{673} l;$$
$$f_3 = \frac{1}{435} l; \quad f_4 = \frac{1}{540} l.$$

Для прямоугольных сечений

$$\frac{\left(\frac{1}{350} - \frac{1}{417}\right) \cdot 100}{\frac{1}{350}} = 16\%;$$

$$\frac{\left(\frac{1}{350} - \frac{1}{637}\right) \cdot 100}{\frac{1}{350}} = 45\%.$$

Для двутавровых сечений

$$\frac{\left(\frac{1}{350} - \frac{1}{435}\right) \cdot 100}{\frac{1}{350}} = 19\%;$$

$$\frac{\left(\frac{1}{350} - \frac{1}{540}\right) \cdot 100}{\frac{1}{350}} = 35\%.$$

Если допустить точность подбора сечения для прогиба аналогично точности при подборе сечения для прочности, т. е.  $\pm 5\%$ , то можно сделать вывод, что моменты инерции для прямоугольных сечений завышены в пределах от 11 до 40%, а для двутавровых — от 14 до 30%. Отсюда следует сделать вывод, что геометрические размеры поперечных сечений балок должны быть пересмотрены с целью уменьшения моментов инерции. Как же найти более экономичное поперечное сечение балки, если она уже рассчитана на прочность и размеры определены?

Для прямоугольных и двутавровых сечений клееных балок отношение высот к ширинам их по СНиП II-V. 4-62 допускается до 6, поэтому следует уменьшать ширину балок, так как при уменьшении ее по ширине отрезается большая площадь поперечного сечения, чем если бы уменьшать площадь за счет высоты (рис. 1); если же в результате сокращения размера  $b$  потребуется увеличение момента инерции, то это можно будет компенсировать незначительным увеличением высоты сечения.

Для круглых поперечных сечений и производимых от круглого сечения для уменьшения или увеличения моментов инерции можно варьировать только диаметром. Для более быстрой и точной ориентировки в расчете приводится вспомогательная таблица (приложение 1).

Вывод упрощенных формул для различных нагрузок балок, концевых условий закрепления их и некоторых, наиболее часто встречающихся сечений основан на нижеследующих соображениях: допустим, что свободно лежащая прямоугольного сечения балка загружена сосредоточенным грузом  $P$  по середине пролета, тогда прогиб определяется по формуле

$$f = \frac{Pl^3}{48EI}.$$

Если

$$R_n = \frac{M}{W}; \quad M = \frac{Pl}{4},$$

то

$$R_n = \frac{Plh}{4 \cdot 2I}; \quad I = \frac{Plh}{8R_n}.$$

Следовательно,

$$f = \frac{Pl^3 \cdot 8R_n}{48EPlh} = \frac{R_n l^2}{6Eh} = \frac{R_n l^2 \cdot 100 \cdot 100}{6 \cdot 100\,000h} = \frac{R_n l^2}{60h}, \quad (1)$$

где

$R_n$  — расчетное сопротивление изгибу в  $\text{кг/см}^2$ ;

$l$  — пролет в  $\text{м}$ ;

$h$  — высота балки в  $\text{см}$ .

Из формулы (1) при известном допустимом прогибе иногда может быть определена предварительная приблизительная высота балки при начале расчета.

При подборе прямоугольного сечения следует иметь в виду, что  $b$  (ширина сечения) должна находиться в пределах

$$\frac{1,5Q}{\tau h} \leq b \leq \frac{h}{6}.$$

Выражение  $\frac{1,5Q}{\tau h}$  находим из формулы

$$\tau = \frac{QS}{Ib} = \frac{12Qh^2b}{8b^2h^3} = 1,5 \frac{Q}{bh},$$

откуда

$$b = \frac{1,5Q}{\tau h}. \quad (1a)$$

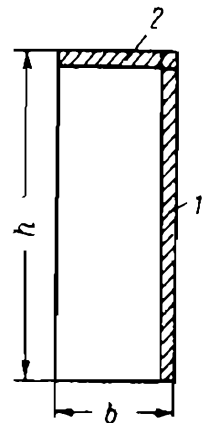


Рис. 1. Поперечное сечение балки

1 — уменьшение площади поперечного сечения балки за счет размера  $b$ ; 2 — уменьшение площади поперечного сечения за счет размера  $h$



Второй предел  $\frac{h}{6}$  допускается СНиП II-V.6-62 п.6.376 для

клееных балок, так как обычно их высота всегда бывает больше, чем элементов из целого дерева, вследствие ограниченных размеров сортаментом пиломатериалов.

Пользуясь приложением 1 и применяя аналогичные рассуждения к другим видам поперечных сечений, можно упростить формулу для

скалывающих сопротивлений и, таким образом, получить диаметры поперечных сечений элементов.

Таблица коэффициентов приложения 1 выполнена на основе приложения 4, где указаны расчетные данные для сечений из бревен при разной ширине кантов.

Приведенные в приложении 1 формулы позволяют предварительно определить высоту и ширину балки и ориентировать проектировщика, какую балку он должен выбрать из целого дерева в пределах преподанного СНиП сортамента, составную или клееную. Из дальнейшего анализа вытекает, что к числу экономичных решений при проектировании балок следует отнести балку с заземленными концами, которая снижает величину изгибающего момента в 3 раза в пролете по сравнению с моментом свободнолежащей балки. Для применения этих балок необходимо проверять их прочность не только от влияния изгибающего момента и перерезывающей силы, но также и на смятие верхней и нижней граней бруска в месте заделки. Для этой цели рекомендуется следующий метод проверки. На рис. 2 показана заделка балки в стену и реакции усилий, возникающие в связи с работой балки на изгиб.

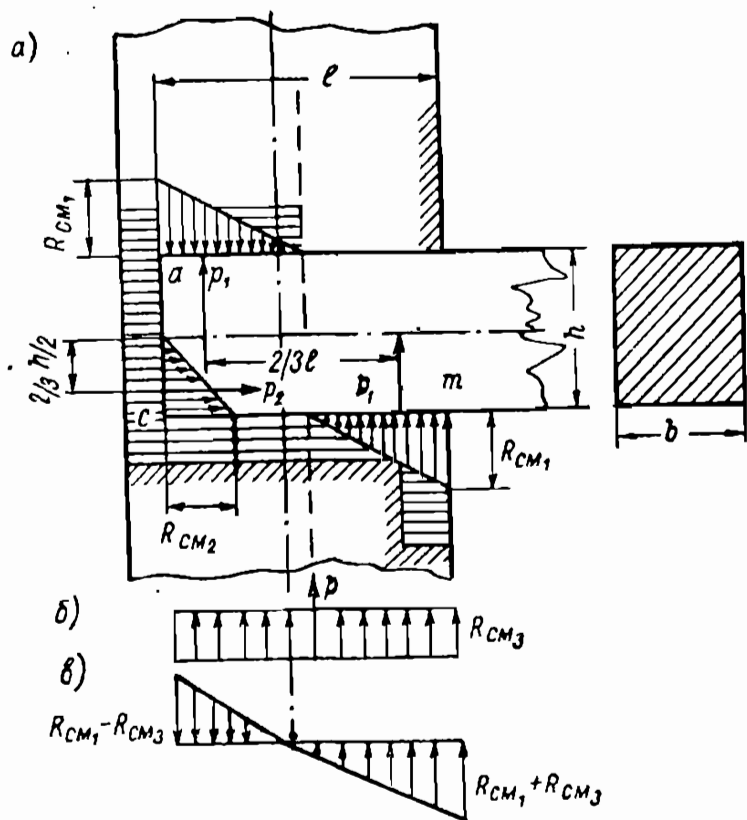


Рис. 2. Балка с заземленными концами

*a* — реакции усилий конца заделанной балки; *б* — эпюра реакции сопротивлений сжатия от вертикальной равнодействующей опорной реакции; *в* — суммарное распределение сопротивлений

Если допустить, что концы балки заделаны в специальные железобетонные башмаки, не имеющие перемещения вдоль оси

балки, и торцы последней плотно упираются в стенки башмаков, перпендикулярных продольной оси балки, то, кроме двух реактивных сил  $P_1$ , возникает третья сила  $P_2$ . Момент сопротивления смятию верхней и нижней граней на кромках  $a$  и  $m$  (пара сил) определяется по формуле

$$M_1 = P_1 \frac{2l}{3} = \frac{R_{см90} l b}{4} \cdot \frac{2l}{3} = R_{см90} \frac{l^2 b}{6}, \quad (2)$$

$P_1$  — равнодействующая сила сопротивления смятию в кг;

$R_{см90}$  — наибольшее сопротивление смятию в кг/см<sup>2</sup>;

$l$  — длина заделки балки в см;

$b$  — ширина балки в см.

Момент от силы смятия торца балки

$$M_2 = P_2 \frac{h}{3} = R_{см2} \frac{h b}{4} \cdot \frac{h}{3} = R_{см2} \frac{h^2 b}{12}. \quad (3)$$

Из подобия треугольников находим, что

$$\frac{R_{см1}}{R_{см2}} = \frac{\frac{l}{2}}{\frac{h}{2}} = \frac{l}{h},$$

откуда

$$R_{см2} = \frac{R_{см1} h}{l}.$$

Подставив значение в уравнение, получим:

$$\begin{aligned} M &= M_1 + M_2 = \frac{R_{см} l^2 b}{6} + R_{см2} \frac{h^2 b}{12} = \\ &= \frac{R_{см} l^2 b}{6} + R_{см1} \frac{h^3 b}{12l} = b R_{см1} \left( \frac{l^3}{6} + \frac{h^3}{12l} \right), \end{aligned}$$

откуда

$$R_{см1} = \frac{6M}{b \left( l^2 + \frac{h^3}{2l} \right)}.$$

Отсюда находим полное сопротивление смятию в наиболее напряженной точке  $m$

$$R_{см} = R_{см1} + R_{см3} = \frac{6M}{b \left( l^2 + \frac{h^3}{2l} \right)} + \frac{P}{bl}, \quad (4)$$

где  $R_{см3}$  — сопротивление смятию на нижней грани от действия реакции опоры в кг/см<sup>2</sup>;

$P$  — реакция опоры.

Если заделка конца балки не будет иметь упора, то сопротивление смятию в точке  $m$  находим из формулы

$$R_{см} = \frac{6M}{bl^2} + \frac{P}{bl}. \quad (5)$$

Результат сложения действующих сопротивлений смятию указан на рис. 2, из которого видно, что наиболее напряженное место находится в точке  $m$ . В балке, защемленной двумя концами, наибольший изгибающий момент находится на опоре, в этом же сечении действует максимальная поперечная сила.

При проектировании двутавровых клееных балок следует это иметь в виду и проверять прочность в месте соприкосновения стенки балки с полками на главные напряжения по общепринятому методу.

При проектировании свободно лежащих защемленных двумя концами, а также неразрезных балок следует для экономии материала распределять последний согласно эпюре моментов, т. е. с уменьшением момента уменьшать высоту сечения.

К вопросу экономического проектирования деревянных конструкций следует также отнести выбор сопротивления древесины внешним воздействиям в зависимости от ее влажности.

Влияние влажности на механические свойства древесины различных пород указано в табл. 3, заимствованной из официальных источников [3]. Как видно из таблицы, величины механических свойств в ней представлены при двух состояниях влажности — 15 и 30%. В этих пределах разница значений механических свойств древесин колеблется от 45 до 50%.

Таким образом, расход древесины на конструкцию в зависимости от ее влажности может колебаться в значительной степени.

Практически в строительных конструкциях применяется древесина от 15 до 30% влажности. Благодаря большой разнице в несущей способности древесины в указанных пределах влажности в отечественной литературе [9] был предложен метод определения прочности древесины различных пород для всех возможных видов работы элементов конструкций. Оказалось, что зависимость механических показателей и свойств древесины от влажности в указанных выше пределах при работе элементов на сжатие перпендикулярно волокнам и на растяжение перпендикулярно и параллельно волокнам может быть выражена уравнением квадратной параболы:

$$R = ag^2 + bg + c, \quad (6)$$

где  $R$  — предел прочности какого-либо механического свойства древесины;

$g$  — влажность древесины в пределах от 15 до 30%

$a$ ,  $b$ ,  $c$  — параметры уравнения, зависящие от породы древесины и вида действия сил.

Зависимость механических показателей свойств древесины от влажности ее при работе элементов на сжатие параллельно волокнам при статическом изгибе и скалывании параллельно волокнам может быть выражена уравнением квадратной параболы

$$R = ag^2 - bg + c. \quad (7)$$

Параметры уравнений (6) и (7) указаны в приложении 2.

Показатели механических свойств древесины при влажности более 30% считаются равными показателям при 30%.

*Случай 1.* Определим нормативное сопротивление  $R_{н}$  на статический изгиб осиновой древесины при 25% влажности. Для вышеуказанной древесины в приложении 2 находим следующие значения:  $a=0,913$ ;  $b=56,32$ ;  $c=1316$ . Подставляя эти величины в формулу (7), получим

$$R = 0,913 \cdot 25^2 - 56,32 \cdot 25 + 1316 = 487 \text{ кг/см}^2.$$

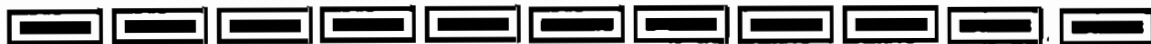
*Случай 2.* Определим нормативное сопротивление  $R_{н}$  на статический изгиб свежесрубленной сосны при 85% влажности.

Учитывая, что показатели механических свойств древесины при влажности более 30% считаются равными показателям при 30% влажности, для определения прочности сосны принимаем параметры по приложению 2:  $a=1,002$ ;  $b=62,93$ ;  $c=1487$ .

Подставляя эти величины в формулу (7), получим

$$R = 1,002 \cdot 30^2 - 62,93 \cdot 30 + 1487 = 500 \text{ кг/см}^2.$$

Если сравнить полученный результат с табл. 3, то расхождение будет незначительно.



### Глава III

## КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О ДЕФОРМАЦИИ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО И ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

### § 5. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О ДЕФОРМАЦИЯХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Деформации деревянных конструкций и отдельных элементов их рассчитываются в предположении упругой стадии работы древесины. В конструкции соединений допускаются деформации следующих размеров:

на врубках торец в торец . . . . .	1,5 мм
» нагелях всех видов . . . . .	2 »
» шпонках всех видов и примыканиях поперек волокон . . . . .	3 »

Эти данные предусматривают полное использование расчетной несущей способности податливых соединений. Если соединение работает при частичной несущей способности его, то указанные деформации принимаются пропорциональными действующему в соединении усилию. Следовательно, нормативными данными предусматриваются деформации, возникающие не только в результате работы материала в упругой стадии, но также и от перемещений, являющихся следствием плохого качества выполненной работы.

Величина деформации конструкции при проектировании является контрольной цифрой жесткости ее, а после осуществле-

ния постройки при сдаче последней деформация является показателем качества выполненной работы. При конструировании деревянных элементов зданий и сооружений последнее обстоятельство является очень важным, поэтому деформации должны быть подсчитаны в полном соответствии с усилиями работы конструкции, качеством древесины и ее влажностью.

СНИП II-A.10-62, п.5.8 предусматривают величины сопротивлений древесины при влажности 15% и все расчеты по определению деформаций исходящими из этого основного положения. Отечественные и зарубежные опыты показывают, что деформации древесины меняются от длительности нагрузки и влажности материала. Австралийские нормы предписывают при определении деформации при изгибе вводить в формулу прогиба на постоянную долговременную нагрузку при влажности ниже 15% коэффициент  $\kappa=2$ , при влажности более 15% —  $\kappa=3$ , поэтому формула прогиба свободно лежащей балки, нагруженной долговременной равномерно распределенной нагрузкой и временным сосредоточенным грузом в середине пролета, будет иметь вид:

$$f = \frac{5kql^4}{384EI} + \frac{Pl^3}{48EI}. \quad (8)$$

Следует также отметить, что в деревянных конструкциях деформации, развивающиеся в древесине с течением времени, при постоянном напряжении, не превышающем 0,5—0,6 предела прочности, являются обратимыми. К деформациям ползучести относятся только дополнительные перемещения, возникающие в связи с работой конструкции в условиях переменной влажности и температуры. Такие деформации необратимы.

Если постоянное напряжение превышает 0,5—0,6 предела прочности древесины, то в ней развиваются деформации пластического течения, необратимые в постоянных температурно-влажностных условиях. Эти деформации приводят нагруженный элемент к разрушению с течением времени.

Изложенное выше говорит о необходимости контроля сопротивлений древесины в конструкциях, работающих в постоянных температурных и влажностных условиях. При расчете деформаций необходимо помнить, что величины последних находятся в зависимости от модуля упругости породы древесины. В случаях, когда конструкция работает в условиях повышенной влажности и повышенной температуры или под воздействием только постоянной нагрузки, модули упругости, вводимые при определении деформации, следует умножать на понижающие коэффициенты условий работы конструкций, находящихся в условиях повышенной влажности или повышенной температуры или проверяемых на воздействие только постоянной нагрузки.

Расчет деформаций в деревянных конструкциях будет указан ниже в примерах расчета их и конструирования.

## § 6. РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО РАСТЯНУТЫХ ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Для первого расчетного предельного состояния расчет центрально растянутых элементов производится по формуле

$$\frac{N_p}{F_{нт}} \leq [R_p], \quad (9)$$

где  $F_{нт}$  — площадь поперечного сечения нетто;

$R_p$  — расчетное сопротивление древесины растяжению вдоль волокон.

При определении площади ослабления  $F_{осл}$  все виды ослаблений в пределах 20 см по длине бруса считаются совмещенными в одном сечении. Если ослабление расположено несимметрично относительно продольной оси элемента, то такого рода

брусья должны рассчитываться как внецентренно растянутые. Нагрузки принимаются расчетные.

Для второго предельного состояния расчет центрально растянутых элементов производится по формулам:

$$\varepsilon = \frac{R_p}{E}; \quad (10)$$

$$\Delta l = \frac{N_p l}{EF_{бр}}, \quad (11)$$

где  $\varepsilon$  — относительное удлинение элемента;

$E$  — модуль упругости;

$l$  — длина стержня;

$\Delta l$  — абсолютное удлинение;

$F_{бр}$  — площадь поперечного сечения брутто.

При проектировании деревянных конструкций элементы их не должны работать на растяжение перпендикулярно волокнам, так как практически несущая способность их будет равна нулю.

*Пример 1.* Рассчитать и подобрать размеры сечения деревянной висячей бабки из осины для стропил под черепичную кровлю (рис. 3) с деревянным подшивным потолком по затяжке для сельскохозяйственного здания по следующим данным: высота висячей бабки  $h=4,5$  м; расстояние между стенами здания  $l=8$  м; расстояние между стропилами  $a=2$  м; временная нагрузка на чердачное перекрытие  $75 \text{ кг/м}^2$ ; сосредоточенная нагрузка  $150 \text{ кг}$ ; коэффициенты перегрузки принимаются по табл. 8; расчетное сопротивление принимается по табл. 5:  $R_p=$

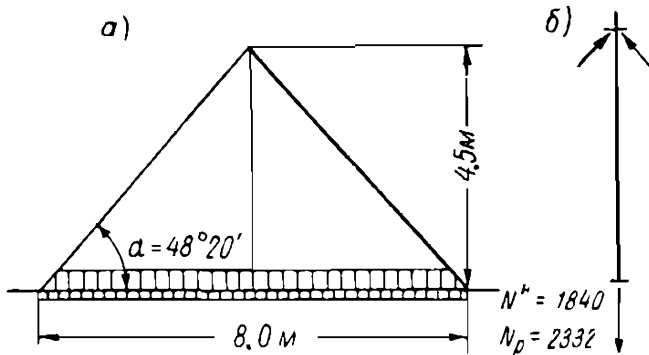


Рис. 3. К примеру 1

*a* — схема стропил; *б* — расчетная схема висячей бабки

$= 80 \text{ кг/см}^2$ ; коэффициент условий работы конструкции, находящейся в условиях повышенной влажности, равен 0,85 (по табл. 7); коэффициент перехода к расчетным сопротивлениям древесины осины по отношению к сосне 0,8 (по табл. 6); элемент I категории.

Таблица 13

Нагрузки, приходящиеся на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия, в кг

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
Постоянная (рис. 3):			
стяжки . . . . .	36	1,2	43
утеплитель — фибробитумные плиты толщиной 8 см . . . . .	30	1,2	36
пароизоляция . . . . .	6	1,1	7
настил, затяжка и подшивка штукатурки . . . . .	47	1,1	52
	36	1,2	43
Итого . . . . .	155		181
Временная . . . . .	75	1,4	105
Полная $g^H$ . . . . .	230		$g=286$
Временная сосредоточенная . . . . .	150	1,2	180

Грузовая площадь

$$F = 4 \cdot 2 = 8 \text{ м}^2.$$

Вычислим растягивающее усилие.

Вариант 1. От нормативной нагрузки

$$N^H = 230 \cdot 8 = 1840 \text{ кг}.$$

От расчетной нагрузки

$$N_p = 286 \cdot 8 = 2288 \text{ кг}.$$

Вариант 2. От нормативной нагрузки

$$N^H = 150 + 155 \cdot 8 = 1390 \text{ кг};$$

сосредоточенный груз воспринимается полностью висячей бабкой;

от расчетной нагрузки

$$N_p = 180 + 181 \cdot 8 = 1628 \text{ кг}.$$

Для расчета принимаем нагрузки первого варианта

$$N^H = 1840 \text{ кг}; \quad N_p = 2288 \text{ кг}.$$



Определяем размеры поперечного сечения. Из формулы (9) имеем:

$$F_{нт} = \frac{N_p}{R_p} = \frac{2288}{80 \cdot 0,85 \cdot 0,8} = 42,4 \text{ см}^2,$$

откуда находим расчетное сопротивление с учетом влажности древесины и мягких пород

$$R_p = 80 \cdot 0,85 \cdot 0,80 = 54 \text{ кг/см}^2.$$

В висячую бабку врубаются две стропильные ноги с каждой стороны на глубину по 4 см (рис. 4). Все соединения скрепляются болтами диаметром 2,0 см, поэтому к сечению нетто следует прибавить площади ослабления. Ослабление болтом и врубками находится вдоль оси висячей бабки в пределах 20 см. Следовательно, нужно принимать сумму площадей ослабления. Принимая сечение бабки  $14 \times 14$  см, получим  $F_{бр} = 196 \text{ см}^2$ . При глубине врубки 4 см площадь ослабления сечения болтами  $d_b = 2$  см:

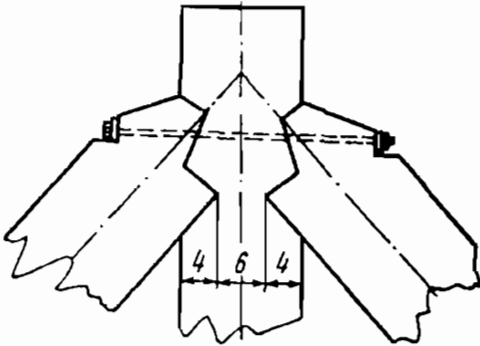


Рис. 4. Верхнее соединение стропильных ног с висячей бабкой

$$F_{осл} = 4 \cdot 14 \cdot 2 + 2 \cdot 14 = 140 \text{ см}^2;$$

$$F_{нт} = F_{бр} - F_{осл} = 196 - 140 = 56 \text{ см}^2 > 42,4 \text{ см}^2.$$

Собственный вес бабки

$$4,5 \cdot 0,14 \cdot 0,14 \cdot 600 = 52 \text{ кг.}$$

Полное расчетное растягивающее усилие с учетом собственного веса бабки

$$N_p = 2288 + 52 = 2340 \text{ кг.}$$

Уравнение прочности дает результат

$$R_p = \frac{N_p}{F_{нт}} = \frac{2340}{56} = 42 \text{ кг/см}^2 < R_p = 54 \text{ кг/см}^2.$$

Крепление хомутом нижнего конца висячей бабки к затяжке имеет меньшую площадь ослабления, чем соединение верхнего конца. Следовательно, сечение  $14 \times 14$  мм бабки будет удовлетворять условиям работы стропил. Затяжка в рассматриваемых стропилах подвержена двойному воздействию сил — на изгиб и растяжение. В месте примыкания висячей бабки, т. е. посередине затяжки, обычно делают соединение, работающее на растяжение, так как хомут от висячей бабки, поддерживающий затяжку, служит опорой для нее. При такой конструкции затяжки нет оснований опасаться повышения напряжений в поперечном сечении затяжки на средней опоре, так как соединение в замок

превращает затяжку в две свободно лежащие балки, а перемещение средней опоры вниз вследствие деформации висячей бабки не вызывает дополнительных напряжений в затяжке. Если же затяжка будет выполнена без стыка на середине пролета, то такая балка будет неразрезной и перемещение средней опоры вниз на величину удлинения висячей бабки и податливости ее вызывает значительные дополнительные напряжения в затяжке. В этом случае делается проверка прочности затяжки, для чего необходимо знать абсолютную величину полной деформации висячей бабки.

Переходим к определению деформации, для чего воспользуемся формулой (11)

$$\Delta l = \frac{Nl}{EF_{бр}} = \frac{1840 \cdot 450}{85\,000 \cdot 196} \approx 0,05 \text{ см},$$

где

$$E = 100\,000 \cdot 0,85 = 85\,000.$$

Использование расчетной несущей способности соединения составляет

$$\frac{42,4}{60} \approx 0,78.$$

Висячая бабка имеет два соединения. Согласно табл. 16 СНиП II-V. 4-62 деформация каждого соединения при полном использовании его расчетной несущей способности равна 1,5 мм, отсюда найдем полное перемещение нижнего конца висячей бабки стропил:

$$0,05 + 2 \cdot 1,5 \cdot 0,78 = 2,34 \text{ мм} = 0,23 \text{ см}.$$

Это перемещение должно быть положено в основу проверки прочности неразрезной затяжки.

## § 7. РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Расчет внецентренно растянутых элементов производится по формуле

$$\frac{N_p}{F_{нт}} + \frac{MR_p}{W_{расч}R_{и}} \leq [R_p], \quad (12)$$

где  $M$  — расчетный изгибающий момент;

$R_{и}$  — расчетное сопротивление древесины изгибу;

$W_{расч}$  — расчетный момент сопротивления рассматриваемой площади нетто поперечного сечения.

СНиП II-V.4-62, п. 4.13 рекомендуют по возможности предотвращать возникновение изгибающих моментов в ослабленных

сечениях растянутых элементов путем центрирования растягивающего усилия по ослабленному сечению или другими способами. При соблюдении этого условия элементы рассчитываются на центральное растяжение.

**Пример 2.** Проверить прочность висячей бабки сечением  $14 \times 14$  см, ослабленной асимметричной врубкой связи (рис. 5) на 4 см. В этом случае центр тяжести площади висячей бабки, работающей на растяжение, не совпадает с направлением растягивающей силы, вследствие чего образуется эксцентриситет  $e = 2,0$  см, и элемент будет внецентренно растянут.

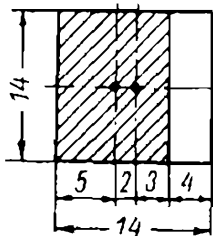
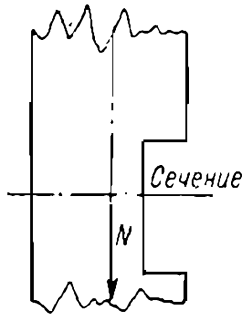


Рис. 5. Взаимное расположение центра тяжести сечения и точки пересечения силой  $N$

**Решение.** По формуле (12)

$$R_p = \frac{2340}{140} + \frac{4680 \cdot 54}{234 \cdot 130} = 25 < 54 \text{ кг/см}^2;$$

$$N_p = 2340 \text{ кг (из примера 1);}$$

$$M = 2340 \cdot 2 = 4680 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$F_{нт} = 10 \cdot 14 = 140 \text{ см}^2;$$

$$W_{расч} = \frac{10^2 \cdot 14}{6} = 234 \text{ см}^3;$$

$$R_p = 54 \text{ кг/см}^2 \text{ (из примера 1);}$$

$$R_n = 130 \text{ кг/см}^2 \text{ (табл. 4).}$$

Следовательно, односторонняя врубка на глубину 4 см в висячей бабке может быть допущена.

**Пример 3.** На основании данных примера 1 определим полную несущую способность висячей бабки размерами  $14 \times 14$  см с учетом ослабления поперечного сечения в верхнем соединении и проверкой на внецентренное растяжение в месте врубки связи.

**Решение.** Пользуясь формулой (9), находим:

$$N_p = 54 \cdot 60 = 3240 \text{ кг} > [N_p] = 2340 \text{ кг}.$$

Проверяем прочность ослабленного сечения врубки связи по формуле (12)

$$R_p = \frac{3240}{140} + \frac{6480 \cdot 54}{234 \cdot 130} = 34,5 \text{ кг/см}^2 < 54 \text{ кг/см}^2,$$

где

$$M = 3240 \cdot 2 = 6480 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

При полной несущей способности висячей бабки возможно допустить врубку на 4 см для связи.



## Глава IV

# РАСЧЕТ ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ И ВНЕЦЕНТРЕННОЕ СЖАТИЕ, НА РАСТЯЖЕНИЕ И СЖАТИЕ С ИЗГИБОМ

### § 8. РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Прямые брусья, испытывающие центральное сжатие при определенной величине нагрузки, достигают опасного или критического состояния, при котором появляются деформации изгиба.

Обычно переход в критическое состояние сопровождается потерей устойчивости бруса первого рода.

Брусья, работающие на сжатие с изгибом при определенной нагрузке, также переходят в критическое состояние, при котором происходит резкое нарастание деформации изгиба с потерей устойчивости бруса второго рода. Поэтому, кроме расчета сжатых брусьев на прочность, их рассчитывают также на устойчивость.

Центрально сжатым брусом может считаться такой брус, который нагружен силой с весьма малым эксцентризмом ( $e$ ) и имеет очень малое начальное (до нагрузки) искривление со стрелой  $f$ .

Сумма  $e+f$  является эксцентризмом точки приложения силы по отношению к центру тяжести поперечного сечения стержня и не должна превышать  $e+f \leq 0,001 l$ , где  $l$  — расчетная длина стержня. Брусья с эксцентризмом, большим чем  $0,001 l$ , должны рассчитываться как внецентренно сжатые; при наличии поперечной нагрузки на брус и продольной сжимающей силы он должен рассчитываться как сжато-изогнутый.

Расчет центрально-сжатых элементов производится по формулам:

а) на прочность

$$\frac{N_c}{F_{нт}} \leq R_c; \quad (13)$$

б) на устойчивость

$$\frac{N_c}{\varphi F_{расч}} \leq R_c, \quad (14)$$

где  $R_c$  — расчетное сопротивление древесины сжатию вдоль волокна;

$\varphi$  — коэффициент продольного изгиба, определяемый по формулам (15) и (16) или графику коэффициентов продольного изгиба по СНиП II-V. 4-62;

$F_{нт}$  — площадь нетто поперечного сечения элемента;

$F_{расч}$  — расчетная площадь поперечного сечения для расчета на устойчивость;  $F_{расч}$  может иметь различные значения в зависимости от ослабления площади сечения элементов:  $F_{расч} = F_{бр}$  — при отсутствии ослаблений, при ослаблениях, не выходящих на ребра элемента, и при площади ослаблений, не превышающей 25%;  $F_{расч} = \frac{3}{4} F_{нт}$  — при площади ослаблений, превышающей 25%;  $F_{расч} = F_{нт}$  — при симметричных ослаблениях, выходящих на ребро.

При несимметричных ослаблениях, выходящих на ребро, элементы рассчитываются как внецентренно сжатые.

Коэффициент продольного изгиба  $\varphi$  определяют по формулам:

при гибкости элемента  $\lambda \leq 75$

$$\varphi = 1 - 0,8 \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2; \quad (15)$$

при гибкости элемента  $\lambda > 75$

$$\varphi = \frac{3100}{\lambda^2}, \quad (16)$$

где

$$\lambda = \frac{l_0}{r}; \quad (17)$$

$l_0$  — расчетная длина элемента;

$r$  — радиус инерции сечения элемента, определяемый по формуле

$$r = \sqrt{\frac{I_{бр}}{F_{бр}}}; \quad (18)$$

$I_{бр}$ ,  $F_{бр}$  — соответственно момент инерции и площадь поперечного сечения (брутто) элемента.

Расчетную длину элемента определяют путем умножения действительной длины на коэффициенты:

1,0 — при обоих шарнирно закрепленных концах;

2,0 — при одном защемленном и другом свободно нагруженном концах;

0,8 — при одном защемленном и другом шарнирно закрепленном концах;

0,65 — при обоих защемленных концах.

Для ускорения вычисления гибкости  $\lambda$  приводим значения радиусов инерции часто встречающихся поперечных сечений деревянных элементов (табл. 14).

Таблица 14

Радиусы инерции разных сечений

Наименование сечения	Радиус инерции
Прямоугольное и квадратное . . . . .	$r=0,289 h$
Круглое . . . . .	$r=0,25 d$
Круглое с двумя снятыми кантами шириной:	
$1/4 d$ . . . . .	$r=0,244 d$
$1/3 d$ . . . . .	$r=0,24 d$
$1/2 d$ . . . . .	$r=0,223 d$
Круглое с четырьмя снятыми кантами шириной $1/2 d$	$r=0,234 d$

*Пример 4.* Для разгрузки песка из 60-т полувагонов, прибывающих на территорию домостроительного комбината, предложено построить эстакаду по эскизу, указанному на рис. 6. Требуется определить сечения центрально-сжатых стоек рамной опоры эстакады.

Эстакада имеет нижеследующую конструкцию: проезжая часть выполняется из четырех рельсов типа  $R_{33-43}$ , из них два контррельса. По поперечинам  $20 \times 20$  см уложены шесть досок  $16 \times 5$  см. По концам длинных поперечин установлены перила.

Балки пролетного строения состоят из четырех брусьев размером  $22 \times 22$  см, уложенных на подбалках в местах стыков. На опорах, где балки не стыкуются, они укладываются непосредственно на насадку.

Рамные опоры эстакады выполняются из насадки  $22 \times 22$  см и двух лаг  $22 \times 22$  см, в которую врубаются стойки и боковые подкосы. Лаги укладываются на бетонные фундаменты размерами  $1,0 \times 1,8 \times 6,0$  м.

Эстакада будет эксплуатироваться в Ленинграде.

*Решение.* Расчет следует выполнить по нижеследующим данным. Стойки относятся ко II категории. Порода древесины — сосна. Расчетное сопротивление настила на сжатие вдоль

волокон  $R_c = 130 \text{ кг/см}^2$ . Высота стойки рамы  $h = 2,20 \text{ м}$ . Расстояние между осями опор —  $3,00 \text{ м}$ .

Загружение пролетного строения эстакады принято согласно ТУ проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб СН 200—62, п. 116 и приложения 9 табл. 1 при  $\alpha = 0$ ,  $\lambda = 6,00$ ,  $k = 10$  и линии влияния, указанной на рис. 6, в.

Давление на стойки рамной опоры слагаются из трех видов нагрузок:

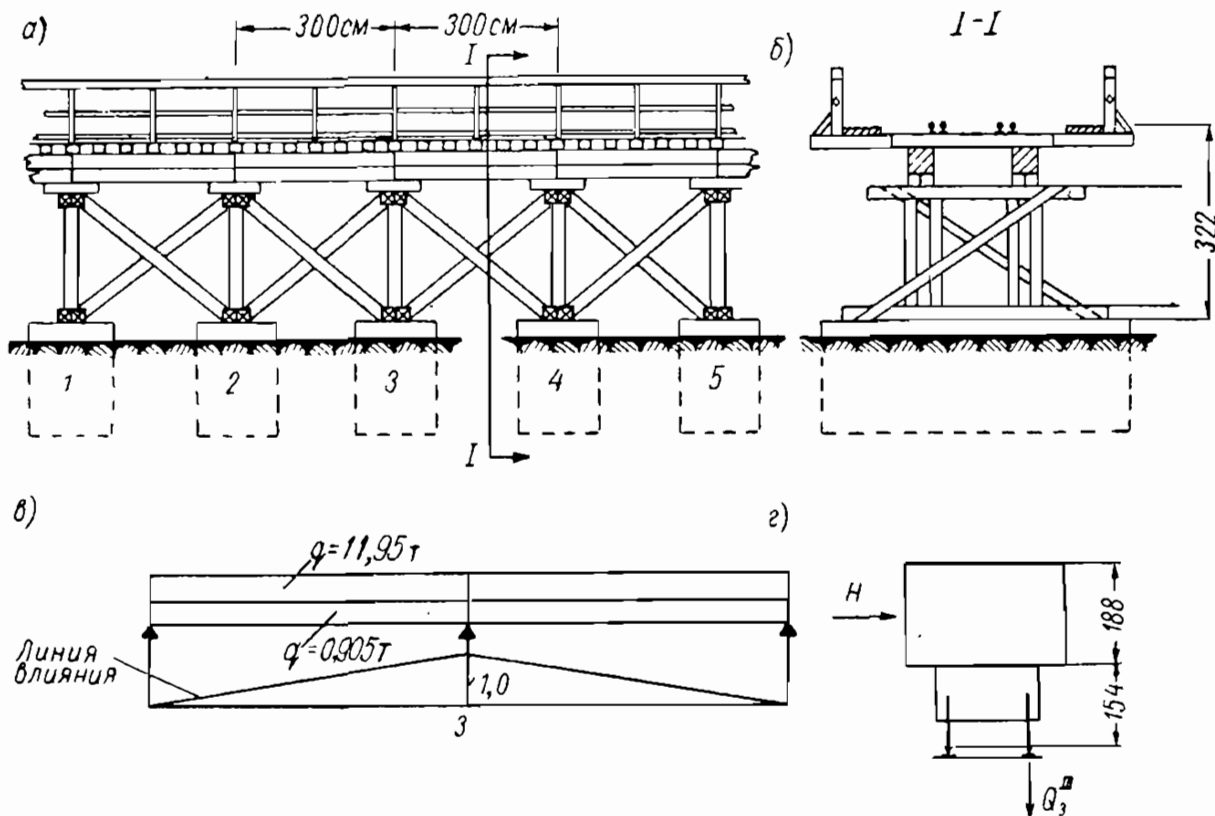


Рис. 6. Эстакада для разгрузки полувагонов

а — фасад; б — разрез I-I; в — расчетная схема для стойки 3; г — расчетная схема от ветровой нагрузки

а) эквивалентной равномерно распределенной нагрузки от группы сосредоточенных нагрузок;

б) постоянной нагрузки — собственного веса проезжей части и пролетного строения эстакады;

в) горизонтальной ветровой нагрузки.

От расчетной нагрузки группы «а» реакция опоры будет равна произведению площади линии влияния на эквивалентную нагрузку (рис. 6, в)

$$Q_3' = \omega q = 1,0 \cdot 3,0 \cdot 11,95 = 35,8 \text{ т.}$$

От расчетной нагрузки группы «б»

$$Q_3'' = \omega q_1 = 1,0 \cdot 3,0 \cdot 0,955 = 2,87 \text{ т.}$$

## Подсчет нагрузок на стойку

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент персгрузки	Расчетная
Вертикальная эквивалентная на 1 пог. м балки в т . . . . .	9,95	1,2	11,95
От ветра на вертикальную поверхность в кг/м <sup>2</sup> :			
с наветренной стороны . . . . .	+28	1,2	+34
с заветренной стороны . . . . .	-21	1,2	-25
Постоянная в кг/м . . . . .	877	1,1	965
В том числе:			
рельсы типа R <sub>33-43</sub> со скреплением в кг/м . . . . .	140	1,1	154
настилы из досок в кг/м . . . . .	15	1,1	17
подрельсовые поперечины в кг/м . . . . .	310	1,1	341
прогоны из четырех брусьев в кг/м . . . . .	113	1,1	124
болты, соединяющие прогоны, в кг . . . . .	4	1,1	4
перла в кг/м . . . . .	15	1,1	17
подбалки в кг . . . . .	53	1,1	58
половина насадки в кг . . . . .	116	1,1	128
собственный вес стойки в кг . . . . .	51	1,1	56
диагональные схватки рамы в кг . . . . .	60	1,1	66

От ветровой расчетной нагрузки согласно рис. 6, г

$$H = 13,87 \cdot 2 \cdot 1,88 (34 + 25) = 768 \text{ кг} \approx 0,77 \text{ т},$$

где 13,87 — длина полувагона;  
1,88 — высота полувагона.

Давление на стойку от ветра

$$Q_3'' = \frac{0,77 (1,888 : 2 + 1,54)}{1,524} = 0,75 \text{ т},$$

где 1,524 — ширина колеи.

Полная расчетная нагрузка на стойку с учетом собственного веса ее, половины веса насадки и диагональных схваток

$$Q_3 = 35,8 + 2,87 + 0,75 + 0,128 + 0,056 + 0,066 = 39,67 \text{ т}.$$

Нагрузку передаем на две стойки под каждой балкой.

Пользуясь формулой (13), находим необходимую площадь нетто

$$F_{\text{нт}} = \frac{N_c}{R_c} = \frac{19840}{130} \approx 152 \text{ см}^2.$$

Диаметр стойки (приложение IV)

$$d = \sqrt{\frac{152}{0,785}} = 13,9 \approx 14 \text{ см}.$$



Пользуясь формулой (14), находим сечение стойки из условия устойчивости

$$\frac{N_c}{\varphi F_{\text{расч}}} = R_c,$$

где

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

Стойка работает в условиях шарнирно закрепленных верхнего и нижнего концов. В этом случае расчетная длина стойки  $l_0 = l = 2 \text{ м}$ .

Пользуясь методом Д. А. Кочеткова [5], сечение стойки грубо определим из формулы

$$N_c = R_c \left( F_{\text{расч}} - 0,00008 \frac{l_0^2 F_{\text{расч}}}{r^2} \right),$$

где величина  $0,00008 \frac{l_0^2 F_{\text{расч}}}{r^2}$  близка к  $0,001 l_0^2$ .

Отсюда

$$F_{\text{расч}} = \frac{N_c^p}{R_c} + 0,001 l_0^2. \quad (19)$$

Подставляя в формулу значение известных величин, получим

$$F_{\text{расч}} = \frac{19\,840}{130} + 0,001 \cdot 200^2 \approx 192 \text{ см}^2,$$

откуда

$$d = \sqrt{\frac{192}{0,785}} = 15,7 \text{ см}.$$

Принимая диаметр стойки  $16 \text{ см}$ , определяем гибкость

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{200}{16 \cdot 0,25} = 50 < 75.$$

Следовательно, формула для определения  $\varphi$  принята правильно. Проверяем достаточность толщины стойки для передачи усилия от насадки и от стойки к лежню на опоре.

Расчетное сопротивление на смятие в нижней плоскости насадки и лаги принимаем с учетом коэффициента 1,3 (СНиП II-A. 10-62)

$$R_{\text{см}} = 24 \cdot 1,3 = 31 \text{ кг/см}^2.$$

Действующее сопротивление

$$R_c = \frac{19\,840}{0,735 \cdot 16^2} = 99 \text{ кг/см}^2 > 31 \text{ кг/см}^2.$$

Площадь передачи усилия от стойки к насадке и лаги недостаточна. Необходимая площадь

$$F = \frac{19\,840}{31} = 640 \text{ см}^2,$$

откуда

$$d = \sqrt{\frac{640}{0,785}} = 28,8 \text{ см.}$$

Принимаем диаметр стойки  $d = 29 \text{ см}$  с сохранением сбега бревна, установленного комлем на лежень.

При указанных выше условиях конструкция будет удовлетворять неравенству

$$\frac{N_c}{F_{нт}} \leq R_{см}; \quad \frac{19\,840}{0,785 \cdot 29^2 - 25} = 31,2 \text{ кг/см}^2 \approx 31 \text{ кг/см}^2,$$

где 25 — площадь ослабления насадки и лежня шипом размером  $5 \times 5 \text{ см}$ .

## § 9. РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ, РАСТЯНУТО-ИЗОГНУТЫХ И СЖАТО-ИЗОГНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Расчет внецентренно сжатых элементов производится по формуле

$$\frac{N}{F_{нт}} + \frac{MR_c}{\xi W_{расч} R_{и}} \leq R_c, \quad (20)$$

где  $\xi$  — коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы при деформации элемента, определяемый по формуле

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3100 R_c F_{бр}}. \quad (21)$$

Расчет растянуто-изогнутых элементов выполняется по формуле

$$\frac{N}{F_{нт}} + \frac{M_0 R_p}{W_{расч} R_{и}} \pm \frac{M}{W_{расч}} < R_p. \quad (22)$$

Третий член неравенства имеет два знака, из них плюс применяется в том случае, если момент  $M$  увеличивает значение изгибающего момента от поперечной нагрузки и минус, если момент  $M$  от внецентренно приложенной силы уменьшает  $M_0$ .

Расчет сжато-изогнутых элементов выполняется по формулам (20) и (21). Если сжимающая сила приложена центрально, то  $M = 0$ .

Если продольная сжимающая сила приложена внецентренно, то расчет ведется по формуле

$$\frac{N}{F_{нт}} + \frac{M_0 R_c}{\xi W_{расч} R_n} \pm \frac{M}{W_{расч}} \leq R_c. \quad (22a)$$

Знаки при третьем члене формулы применяются те же, что и для формулы (22).

$W_{расч}$  — расчетный момент сопротивления поперечного сечения, определяемый по площади нетто.

При малых напряжениях изгиба  $\frac{M_0}{W_{бр}}$ , не превышающих 10% от напряжения  $\frac{N}{F_{бр}}$ , внецентренно-сжатые элементы должны быть проверены на устойчивость по формуле (14) без учета изгибающего момента.

При расчете пересекающихся элементов, надежно связанных между собой в месте пересечения, расчетные длины сжатых стержней принимаются равными расстоянию от центра узла до точки пересечения элементов, при проверке устойчивости из плоскости конструкции — полной длине элемента.

В случае пересечения сжатого элемента с неработающим принимается величина

$$l_0 = \frac{l_1}{\sqrt{1 + \frac{l_1 \lambda_1^2 F_2}{l_2 \lambda_2^2 F_1}}}, \quad (23)$$

где  $l_1, \lambda_1, F_1$  — полная длина, гибкость и площадь поперечного сечения сжатого элемента;

$l_2, \lambda_2, F_2$  — длина, гибкость и площадь сечения поддерживающего элемента; при этом  $l_0$  принимают не менее 0,5.

Деформации (прогибы) сжато-изгибаемых элементов, рассчитываемые по второму расчетному предельному состоянию, определяются на воздействие нормативных нагрузок:

от эквивалентной неравномерно распределенной нагрузки (в примере 7)

$$f = \frac{g_3^H a^3 b}{24EI} (4 - 3\xi); \quad (24)$$

от постоянной нагрузки

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H l^4}{EI}; \quad (25)$$

от сосредоточенной нагрузки посередине пролета

$$f = \frac{P^H l^3}{48EI}. \quad (26)$$

Поправка на увеличение прогиба от продольной сжимающей силы определяется по формуле

$$f = (f_1 + f_2) \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}}, \quad (26a)$$

где  $f_1$  и  $f_2$  — прогибы, определяемые по формулам (24) и (25);

$N_{кр} = \frac{\pi EI}{l^2}$  — критическое усилие от продольного изгиба по Эйлеру.

Проверка изгибаемых элементов на скалывание производится по формуле

$$\frac{QS_{бр}}{I_{бр}b_{расч}} \leq [R_{ск}], \quad (27)$$

где  $Q$  — поперечная сила;

$I_{бр}$  — момент инерции брутто рассматриваемого поперечного сечения;

$S_{бр}$  — статический момент брутто части поперечного сечения относительно нейтральной оси;

$b_{расч}$  — расчетная ширина сечения; при расчете на скалывание по клеевому шву принимается равной 0,5 полной ширины шва.

В сжато-изогнутых балках конструкции инж. Деревягина необходимое количество пластинчатых нагелей определяется по формуле

$$n \geq \frac{1,5M_0S_{бр}}{\xi I_{бр}T} + \frac{kN}{T}, \quad (28)$$

где  $M_0$  — изгибающий момент от поперечной нагрузки;

$S_{бр}$  — статический момент брутто части поперечного сечения, отсекаемой рассматриваемым швом относительно нейтральной оси;

$I_{бр}$  — момент инерции брутто поперечного сечения элемента;

$\xi$  — коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы при деформации элемента, определяемый по формуле (21);

$k$  — коэффициент, принимаемый равным:  $k=0,4$  — при передаче силы  $N$  на концах балки одному крайнему брусу;  $k=0,2$  — то же, крайнему и среднему брусам;  $k=0$  — то же, всем брусам;

$T$  — расчетная несущая способность одной связи в данном шве, определяемая по формуле

$$T = 14l_{пл}b_{пл}; \quad (29)$$

здесь  $l_{пл}$  и  $b_{пл}$  — длина и ширина пластинчатого нагеля.

**Пример 5.** В месте пересечения реки трассой трубопровода сделан мостовой деревянный переход, состоящий из деревянных ферм с параллельными поясами пролетом  $l=18$  м. Требуется рассчитать ветровые горизонтальные связи верхнего пояса по следующим данным: верхний пояс из двух брусков  $22 \times 22$  см; нижний пояс из одного бруска  $20 \times 22$  см; раскосы из брусков  $7,5 \times 13$  и  $15 \times 15$ ; высота фермы 4 м; материал — сосна; расчетное сопротивление принимается по табл. 4:  $R_c = 130$  кг/см<sup>2</sup>. Сжа-

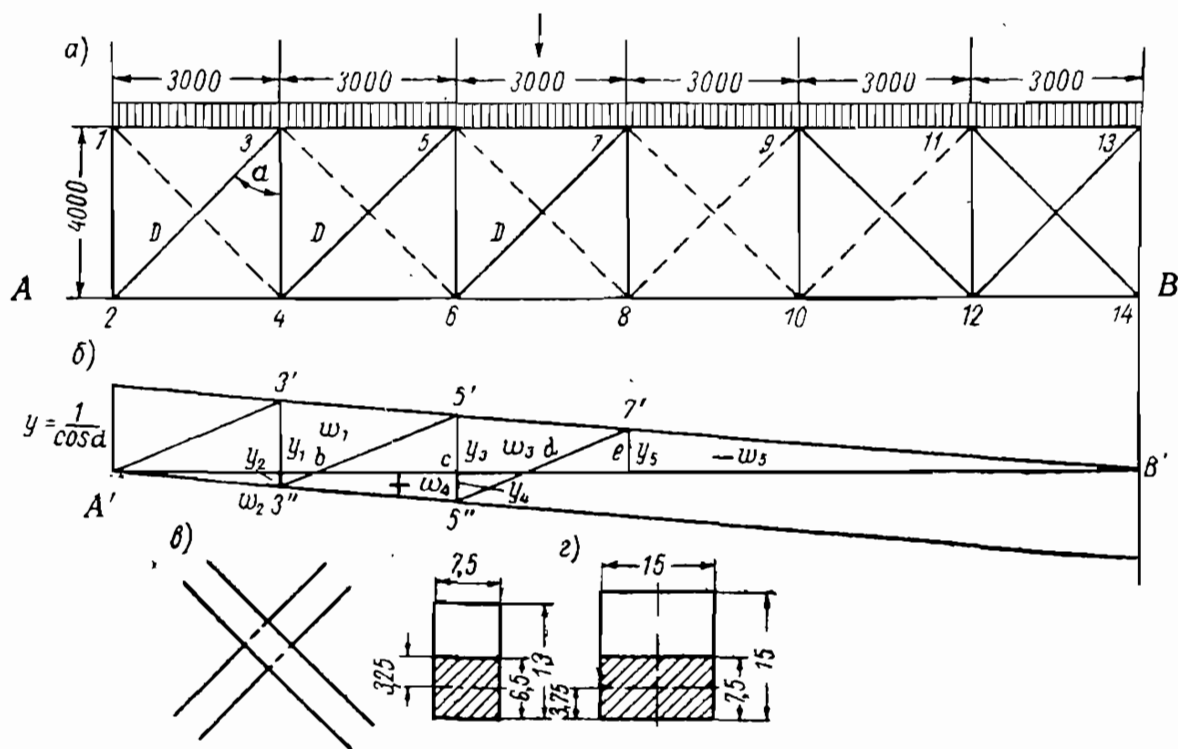


Рис. 7. Схема горизонтальных ветровых связей ферм  
 а — план связей; б — линии влияния усилия раскосов; в — поперечное сечение раскосов  $D_4 - 5$  и  $D_6 - 7$ ; г — то же, раскоса  $D_2 - 3$

тые раскосы относятся ко II категории. Сооружение эксплуатируется во Владивостоке. План связей представлен на рис. 7.

**Решение.** Длина раскоса горизонтальной фермы

$$l = \sqrt{4^2 + 3^2} = 5,00 \text{ м.}$$

На рис. 7, б представлена линия влияния усилия раскосов 2—3, 4—5 и 6—7. Ордината на опоре

$$y = \frac{1}{\cos \alpha} = 1,25,$$

где

$$\cos \alpha = \frac{4}{5} = 0,8 = \cos 36^\circ.$$

Определим ординаты  $y_1, y_2, y_3, y_4$  и  $y_5$ :

$$y_1 = \frac{1,25 \cdot 15}{18} = 1,04; \quad y_2 = \frac{1,25 \cdot 3}{18} = 0,21;$$

$$y_3 = \frac{1,25 \cdot 12}{18} = 0,83; \quad y_4 = \frac{1,25 \cdot 6}{18} = 0,42;$$

$$y_5 = \frac{1,25 \cdot 9}{18} = 0,63.$$

Площадь линий влияния

$$-\omega_1 = \frac{y_1 l}{2} = \frac{1,04 \cdot 18}{2} = 9,4.$$

Для определения площади линии влияния треугольников  $1'3''b$  и  $1'5''d$  необходимо найти величины  $ab$  и  $cd$ :

$$\frac{ab}{3,0 - ab} = \frac{y_2}{y_3}; \quad ab = \frac{3 \cdot 0,21}{0,21 + 0,83} = 0,6;$$

$$\frac{cd}{3,0 - cd} = \frac{y_4}{y_5}; \quad cd = \frac{3 \cdot 0,42}{0,42 + 0,63} = 1,2;$$

$$\Delta 1'3''b = +\omega_2 = \frac{0,21 \cdot 3,6}{2} = 0,38;$$

$$\Delta b5'B' = -\omega_3 = \frac{0,83 [12 + (3 - 0,6)]}{2} = 5,98;$$

$$\Delta 1'5''d = +\omega_4 = \frac{0,42 (6 + 1,2)}{2} = 1,51;$$

$$\Delta d7'B' = -\omega_5 = \frac{0,63 [9 + (3 - 1,2)]}{2} = 3,4.$$

Принимая во внимание, что ветровая нагрузка одновременно загружает весь пролет, для определения усилий в раскосах необходимо положительные и отрицательные площади линий влияния складывать алгебраически:

для раскоса 2—3  $\omega = 9,4$ ;

для раскоса 4—5  $\omega = -\omega_3 + \omega_2 = -5,98 + 0,38 = 5,6$ ;

для раскоса 6—7  $\omega = -\omega_5 + \omega_4 = -3,40 + 1,51 = 1,89$ .

Определяем усилие на 1 пог. м длины фермы:

Аэродинамический коэффициент плоской фермы, работающей на вертикальные нагрузки, определяем по формулам:

$$c_\phi = c\varphi,$$

$$\sum f_i = 0,22 \cdot 2 \cdot 18 + 0,2 \cdot 18 + 0,2 \cdot 2 \cdot 12,5 + 0,2 \cdot 7 \cdot 4 = 41,13;$$

$$s = 4 \cdot 18 = 72; \quad \varphi = \frac{41,13}{72} = 0,57;$$

$$c_\phi = 1,4 \cdot 0,57 \approx 0,8,$$

где

$$\varphi = \frac{\Sigma f_i}{s};$$

$$c = 1,4;$$

$\Sigma f_i$  — сумма всех площадей элементов фермы, подверженных действию ветра;

$s$  — площадь фермы, вычисленная по ее наружному габариту.

Согласно приложению II СНиП II-A.11-62 для VII района нормативный скоростной напор ветра  $q_0 = 100 \text{ кг/м}^2$ .

Нормативная ветровая нагрузка

$$q^n = q_0 c = 100 \cdot 0,8 = 80 \text{ кг/м}^2.$$

На 1 пог. м фермы  $q_\phi = 80 \cdot 4 : 2 = 160$ . Половина передается на нижние связи.

Усилия раскосов:

$$D_{2-3} = 9,4 \cdot 160 = 1504 \text{ кг};$$

$$D_{4-5} = 5,6 \cdot 160 \approx 895 \text{ кг};$$

$$D_{6-7} = 1,89 \cdot 160 \approx 303 \text{ кг}.$$

Раскосы горизонтальной фермы прикреплены к поясам таким образом, что могут воспринимать только сжимающие усилия.

При направлении ветра, указанном стрелкой на рис. 7, а, на сжатие работают восходящие раскосы, показанные сплошными линиями; при обратном направлении ветра на сжатие работают раскосы, начерченные пунктирными линиями. Раскосы пересекаются и надежно связаны между собой.

В панели 1—3 раскос  $D_{2-3}$  пересекается с неработающим элементом  $D_{1-4}$ .

В панелях 3—5 и 5—7 раскосы  $D_{4-5}$  и  $D_{6-7}$  пересекаются со сжатыми раскосами  $D_{3-6}$  и  $D_{5-8}$ . Подбираем сечение раскоса  $D_{2-3}$

При пересечении сжатого раскоса с неработающим расчетная длина принимается по формуле (23). При  $l_1 = l_2 = 500 \text{ см}$ ,  $\lambda_1 = \lambda_2$ ,  $F_1 = F_2$  подкоренная величина будет равна 2, следовательно,

$$l_0 = \frac{l_1}{\sqrt{2}} = \frac{500}{1,41} = 354 \text{ см} > 250 \text{ см}.$$

Для проверки устойчивости раскоса в плоскости конструкции принимаем предельную гибкость для сжатого элемента

$$\lambda = \frac{l}{r} = 120.$$

Определяем радиус инерции при  $l_0 = \frac{500}{2} = 250 \text{ см}$

$$r = \frac{250}{120} = 2,08 \text{ см.}$$

Пользуясь табл. 13, имеем:

$$r = 0,29h,$$

откуда

$$h = \frac{r}{0,29} = \frac{2,08}{0,29} = 7,2 \text{ см.}$$

Принимаем ближайшую большую величину по сортаменту пиломатериалов  $h = 7,5 \text{ см}$ .

При проверке устойчивости раскоса из плоскости фермы

$$l_0 = 354 \text{ см}; \quad r = \frac{354}{120} = 2,95 \text{ см}; \quad h = \frac{2,95}{0,29} = 10,2 \text{ см.}$$

Принимаем  $h = 13 \text{ см}$ .

Полученное сечение  $13 \times 7,5 \text{ см}$  проверяем на прочность в предположении, что раскосы врублены в полдерева (рис. 7, в), для чего определяем коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы при деформации элемента, по формуле (21)

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3100 R_c F_{бр}} = 1 - \frac{120^2 \cdot 1504}{3100 \cdot 130 \cdot 97,5} = 0,44,$$

где

$$N = D_{2-3} = 1504 \text{ кг} \text{ усилие в раскосе};$$

$$F_{бр} = 13 \cdot 7,5 = 97,5 \text{ см}^2.$$

Условие прочности проверяем по формуле (20)

$$\frac{1504}{48,7} + \frac{4875 \cdot 130}{0,44 \cdot 53 \cdot 130} = 239 \text{ кг/см}^2 > 130 \text{ кг/см}^2,$$

где

$$M = 1504 \cdot 3,25 = 4875 \text{ кг} \cdot \text{см} \text{ (рис. 7, в);}$$

$$W_{расч} = \frac{6,5^2 \cdot 7,5}{6} = 53 \text{ см}^3;$$

$$F_{нт} = 48,7 \text{ см}^2.$$

Сечение  $13 \times 7,5$ , подобранное по предельной гибкости, оказалось недостаточным.



Принимаем сечение раскоса

$$F_{бр} = 15 \cdot 15 = 225 \text{ см}^2.$$

Гибкость раскоса при работе из плоскости фермы

$$r = 0,29 \cdot 15 = 4,35 \text{ м.}$$

$$\lambda = \frac{345}{4,35} = 82.$$

По формуле (21)

$$\xi = 1 - \frac{82^2 \cdot 1504}{3100 \cdot 130 \cdot 225} = 0,89$$

Условие прочности проверяем по формуле (20)

$$\frac{1504}{112,5} + \frac{5650 \cdot 130}{141 \cdot 130 \cdot 0,89} = 58 \text{ кг/см}^2 = [R_c],$$

где

$$M = 1504 \cdot 3,75 = 5650 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$W_{расч} = \frac{7,5^2 \cdot 15}{6} = 141 \text{ см}^3;$$

$$F_{нт} = 7,5 \cdot 15 = 112,5 \text{ см}^2.$$

Таким образом, сечение  $D_{2-3} = 15 \times 15 \text{ см}$  удовлетворяет условиям эксплуатации сооружения. Подбираем сечение раскоса  $D_{4-5}$ . Размеры раскоса  $D_{4-5}$  не могут быть назначены меньше размеров, определенных из условия предельной гибкости для раскоса, поэтому проверяем на прочность сечение  $7,5 \times 13 \text{ см}$ .

По формуле (21)

$$\xi = 1 - \frac{120^2 \cdot 895}{3100 \cdot 130 \cdot 97,5} = 0,67.$$

Условие прочности определяем по формуле (20)

$$\frac{895}{49,7} + \frac{2910 \cdot 7 \cdot 130}{0,67 \cdot 53 \cdot 130} = 100 \text{ кг/см}^2 < [R_c].$$

Размеры сечения раскоса  $D_{4-5}$  ( $7,5 \times 13 \text{ см}$ ) удовлетворяют требованиям прочности.

Хотя усилие раскоса  $D_{6-7}$ , равное 303 кг, значительно меньше усилия в раскосе  $D_{4-5}$ , размеры сечения раскоса  $D_{6-7}$  принимаем  $7,5 \times 13 \text{ см}$ , иначе они не будут удовлетворять условию допустимой гибкости.

Сечения раскосов  $D_{4-5}$  и  $D_{6-7}$  представлены на рис. 7, в и г.

## § 10. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА НА РАСТЯЖЕНИЕ И НА СЖАТИЕ С ИЗГИБОМ

*Пример 6.* По данным примера 1 требуется определить сечение стропильной затяжки из осины, подвергающейся изгибу и растяжению одновременно. Пролет затяжки  $l = \frac{8}{2} = 4,0$  м; угол наклона между стропильной ногой и затяжкой  $\alpha = 48^\circ 20'$ ; высота висячей бабки  $h = 4,5$  м; длина стропильной ноги  $l = 6,0$  м. Конструкция будет эксплуатироваться в Ленинградской области. Рассматриваемый элемент относится к I категории.

*Решение.* Для определения растягивающей затяжку силы необходимо найти реакцию наклонной стропильной ноги. Сосредоточенные силы от врубки бабки и постоянной и временной нагрузок, действующих на стропильную ногу, определяются:

а) сосредоточенная сжимающая сила от растянутой висячей бабки — из вырезания верхнего угла и проектирования действующих сил на вертикальную ось (рис. 3).

$$N_p - 2p \cos(90^\circ - 48^\circ 20') = 0,$$

откуда

$$p = \frac{N_p}{2 \cos 41^\circ 40'} = \frac{2288}{2 \cdot 0,75} = 1525 \text{ кг},$$

где  $N_p$  — расчетная сила, растягивающая висячую бабку, равная 2288 кг.

б) сила от постоянной и временной нагрузок, сжимающая стропильную ногу, — из табл. 1б.

Так как воздействие ветра разгружает стропильную ногу, то нагрузка от ветра в расчет не принимается.

Грузовая площадь для вышеуказанных нагрузок

$$F_{гр} = 6,0 \cdot 2 = 12 \text{ м}^2.$$

Вариант 1. Равнодействующая от расчетных нагрузок на стропильную ногу

$$\sum q = 198 \cdot 12 \approx 2380 \text{ кг}.$$

Вариант 2. Равнодействующая от расчетных нагрузок

$$P = 86 \cdot 12 + 120 = 1152 \text{ кг}.$$

Более невыгодный для усилия сжатия стропильной ноги является первая комбинация сил, которая принимается для дальнейшего расчета.

$$P_2 = \sum q \sin 48^\circ 20' = 2380 \cdot 0,75 = 1780 \text{ кг}.$$

Таким образом, полная сжимающая стропильную ногу сила

$$P = P_1 + P_2 = 1525 + 1780 = 3305 \text{ кг}.$$

Для определения воздействия стропильной ноги на затяжку нужно найти горизонтальную составляющую от равнодействующей силы ноги, примыкающей под углом  $\alpha = 48^\circ 20'$ ,

$$H = P \cos \alpha = 3305 \cdot 0,665 \approx 2200 \text{ кг.}$$

На рис. 8 представлена расчетная схема затяжки стропил. Из расчетной схемы видно, что стропильная затяжка нагружена поперечной и продольной нагрузками и изгибающим моментом от внецентренного приложения продольной силы  $H$ . Следовательно, уравнение прочности выразится формулой (22), где  $N = H = 2200 \text{ кг}$ .

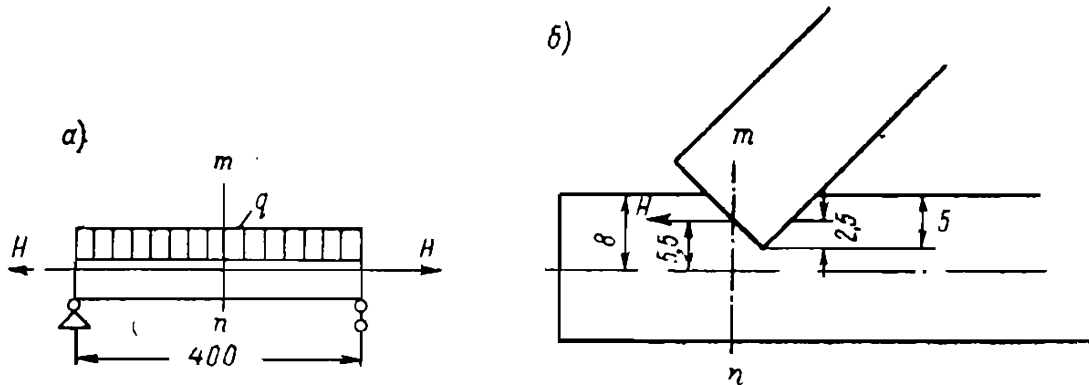


Рис. 8. Расчетная схема стропильной затяжки  
 а — поперечная и продольная силы; б — расположение силы  $H$  в поперечном сечении затяжки

Таблица 16

Нагрузки, приходящиеся на  $1 \text{ м}^2$  грузовой площади, в кг

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
Первый вариант			
Временная на покрытие от снега			
$100 \cdot \frac{48}{60}$ . . . . .	80	1,4	112
Постоянная . . . . .	78	1,1	86
В том числе:			
от черепицы $0,025 \cdot 2000$ . . . . .	50	1,1	55
от обрешетки $0,07 \cdot 0,08 \cdot 3 \cdot 600$ . . . . .	9	1,1	10
от стропильной ноги $0,2 \cdot 0,16 \times$ $\times 1,0 \cdot 600$ . . . . .	19	1,1	21
Полая . . . . .	158		198
Второй вариант			
Временная, сосредоточенная на покрытие . . . . .	100	1,2	120
Постоянная . . . . .	78	—	86

Для осины расчетное сопротивление на растяжение с учетом коэффициента условий работы

$$R_p = 100 \cdot 0,85 \cdot 0,80 = 68 \text{ кг/см}^2,$$

а на изгиб

$$R_{из} = 130 \cdot 0,85 \cdot 0,80 = 88,4 \text{ кг/см}^2.$$

Изгибающий момент от поперечной нагрузки

$$M_o = \frac{ql^2}{8} = \frac{284 \cdot 4^2}{8} \approx 570 \text{ кг} \cdot \text{м} = 57\,000 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Момент от продольной силы  $N$ , приложенной внецентренно по отношению к центру тяжести, поперечного сечения с эксцентриситетом  $e = 5,5 \text{ см}$

$$M = 2200 \cdot 5,5 = 12\,100 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

По наибольшему изгибающему моменту находим момент сопротивления сечения

$$W = \frac{57\,000}{88,4} = 645 \text{ см}^3,$$

откуда

$$h = \sqrt{\frac{645 \cdot 6}{14}} \approx 16,6 \text{ см},$$

где 14 — ширина висячей бабки в плоскости, перпендикулярной стропилам.

Так как момент от продольной силы будет иметь обратный знак, то принимаем  $h = 16 \text{ см}$ , отсюда сечение затяжки  $F_{нт} = 14 \cdot 16 = 224 \text{ см}^2$ .

Подставляя найденные величины в условие прочности, получим:

$$\frac{2200}{224} + \frac{57\,000 \cdot 68}{648 \cdot 88,4} - \frac{12\,100}{648} \approx 61 \text{ кг/см}^2 < R_p = 68 \text{ кг/см}^2.$$

По условию примера 1 потолок помещения оштукатуривается, следовательно, нужно проверить деформацию затяжки стропил, причем прогиб ее не должен быть более  $\frac{1}{350} l$ .

Расчет по второму предельному состоянию для определения деформации строительной затяжки ведется по нормативным нагрузкам:

а) сосредоточенная сжимающая сила от висячей бабки

$$N^H - 2P_1^H \cos(90^\circ - 48^\circ 20') = 0,$$

откуда

$$P_1^H = \frac{1840}{2 \cdot 0,75} = 1225 \text{ кг};$$

б) сила от постоянной и временной нагрузок, сжимающая стропильную ногу,

$$\sum q = 158 \cdot 12 \approx 1900 \text{ кг}.$$

$$P_2^H = 1225 \cdot 0,75 = 917 \text{ кг} \approx 920 \text{ кг};$$

$$P^H = P_1^H + P_2^H = 1225 + 920 = 2145 \text{ кг}.$$

Растягивающая нормативная сила

$$H^H = P^H \cos \alpha = 2145 \cdot 0,665 = 1430 \text{ кг}.$$

Из примера 1  $q^H = 230 \text{ кг/м}$ .

Действующее напряжение определим по формуле (22)

$$\frac{1430}{224} + \frac{46\,000 \cdot 68}{648 \cdot 88,4} - \frac{7860}{648} \approx 49,4 \approx 50 \text{ кг/см}^2,$$

где

$$M_0 = \frac{230 \cdot 4^2}{8} = 460 \text{ кг} \cdot \text{м} = 46\,000 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$M = 1430 \cdot 5,5 = 7860 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Подставляя полученные данные в формулу прогиба приложение 1 для балки прямоугольного сечения, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, получим

$$f = \frac{50 \cdot 4^2}{48 \cdot 16} = 1,04 \approx 1,1 \text{ см},$$

где  $l=4$  выражено в м.

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{1,1}{400} = \frac{1}{360} l < \frac{1}{350} l.$$

По второму расчетному предельному состоянию сечение  $16 \times 14$  подобрано правильно.

*Пример 7.* По нагрузкам и усилиям для стропильной ноги примера 6 требуется определить сечение соснового бруса для разжелобка покрытия сельскохозяйственного здания, план которого указан на рис. 9, а разрез — на рис. 3.

*Решение.* Из плана и разреза определяются размеры стропил в месте разжелобка.

Длина бруса

$$\sqrt{4^2 + 4^2 + 4,5^2} = 7,2 \text{ м}.$$

Длина стропильной ноги

$$l = \sqrt{4^2 + 4,5^2} = 6,05 \text{ м}.$$

Проекция длины бруса разжелобка на горизонтальную плоскость

$$l_{II} = \sqrt{4^2 + 4^2} = 5,66 \text{ м.}$$

Угол наклона бруса к горизонту

$$5,66 = 7,2 \cos \alpha; \quad \cos \alpha = \frac{5,66}{7,2} = 0,788,$$

где  $\alpha_1 = 38^\circ$ .

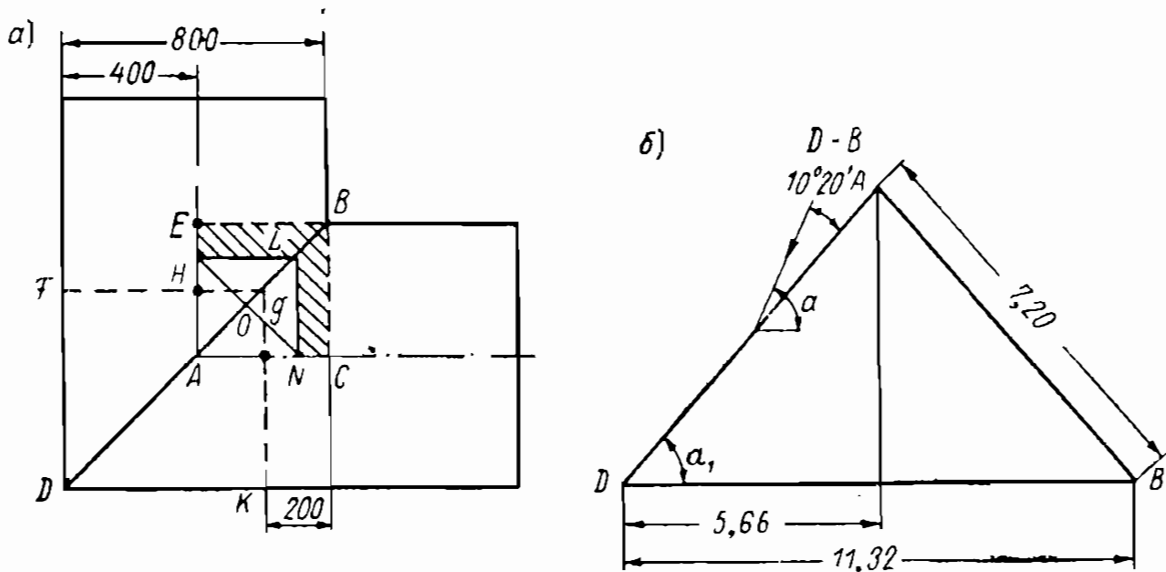


Рис. 9. К примеру 7

а — план крыши здания; б — разрез по D—B

Нагрузки и воздействия на брус разжелобка определяются из следующих соображений. В середину пролета бруса опираются две стропильные ноги с усилиями каждая  $P_1 = 1525 \text{ кг}$ . Они примыкают под углом  $45^\circ$  в горизонтальной плоскости и под углом  $48^\circ 20'$  — в вертикальной; угол наклона разжелобка к горизонту  $38^\circ$ , следовательно, расчетная сжимающая сила  $P_3$  бруса разжелобка, приложенная в середине наклонного пролета согласно расчетной схеме, указанной на рис. 10, определяется по формуле

$$N = 2P_1 \sin 45^\circ \cos 10^\circ 20' = 2 \cdot 1525 \cdot 0,707 \cdot 0,984 = 2120 \text{ кг.}$$

Вертикальная составляющая от сил  $P_1$

$$P_4 = 2P_1 \sin 45^\circ \cdot \sin 10^\circ 20' = 2 \cdot 1525 \cdot 0,707 \cdot 0,179 = 386 \text{ кг.}$$

Нагрузка на длине бруса распределяется в виде двух наклонных треугольников  $AEB$  и  $ACB$ , из которых вычитается нагрузка, приходящаяся на стропила  $BE$  и  $BC$  и равная  $1 \text{ м}$ .

Для определения усилий в брус находим высоты  $HO$  и  $ON$

$$\frac{BE}{HL} = \frac{EA}{HA}; \quad \frac{6,05}{HL} = \frac{4,0}{3,0};$$

$$HL = \frac{6,05 \cdot 3,0}{4,0} = 4,54 \text{ м};$$

$$\frac{AB}{AL} = \frac{6,06}{4,54}; \quad AL = \frac{7,2 \cdot 4,54}{6,05} = 5,4 \text{ м}.$$

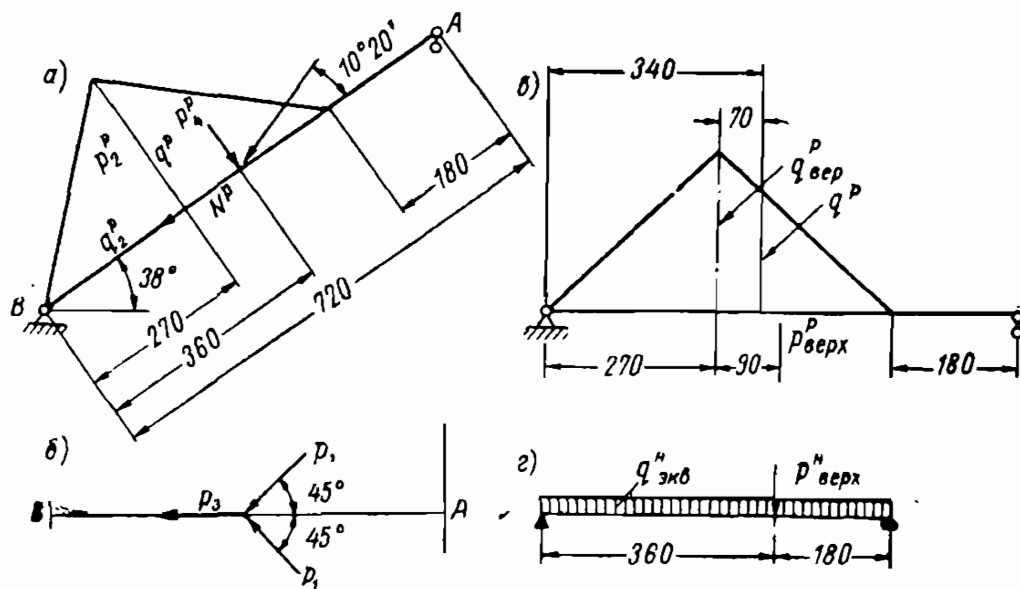


Рис. 10. Расчетные схемы разжелобочного бруса для расчета на прочность и определение прогиба

$a$  — загрузка бруса в наклонном положении;  $b$  — загрузка бруса сосредоточенными силами в плане;  $c$  — схема загрузки для расчета на прочность;  $d$  — схема загрузки для определения прогиба

Площадь треугольника

$$F_{\text{тр}} = \frac{HL \cdot HA}{2} = \frac{4,54 \cdot 3,0}{2} = 6,8 \text{ м}^2.$$

Высота треугольника

$$\frac{F_{\text{ср}}}{AL} = \frac{6,8}{5,4} = 1,26 \text{ м}.$$

Из примера 6 расчетная нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  покрытия равна  $284 \text{ кг/м}^2$ . Грузовая площадь  $1,26 \cdot 1,0 = 1,26 \text{ м}^2$ . Высота треугольника  $1,26 \cdot 284 = 358 \text{ кг}$ . Нагрузка действует под углом  $\alpha_1 = 38^\circ$ . Изгибающее усилие

$$q_{\text{вер}} = q \cos \alpha_1 = 358 \cdot 0,788 = 284 \text{ кг};$$

$$P_{\text{вер}} = P_4 \cos 38^\circ = 386 \cdot 0,788 \approx 304 \text{ кг}.$$

Сжимающие брус силы от распределенной нагрузки и сосредоточенного груза:

$$q_{сж} = q \sin 38^\circ = 358 \cdot 0,616 \approx 222 \text{ кГ};$$
$$P_{сж} = P_4 \sin 38^\circ = 386 \cdot 0,616 = 236 \text{ кГ}.$$

Нормативные нагрузки от треугольной нагрузки, изгибающей брус:

$$q^H = 1,26 \cdot 230 = 290 \text{ кГ};$$
$$q_{вер}^H = q^H \cdot 0,788 = 290 \cdot 0,788 = 228 \text{ кГ}.$$

Сжимающие брус силы от распределенной нагрузки и сосредоточенного груза:

$$q_c^H = 290 \cdot 0,616 = 178 \text{ кГ};$$
$$P_1^H = 1225 \text{ кГ};$$
$$N^H = 2 \cdot 1225 \cdot 0,707 \cdot 0,984 = 1705 \text{ кГ};$$
$$P_4^H = 2 \cdot 1225 \cdot 0,707 \cdot 0,179 = 311 \text{ кГ}.$$

Равнодействующая расчетных сил, сжимающих брус,

$$N = 2120 + 236 + 222 = 2578 \text{ кГ},$$

а нормативных —

$$N^H = 1705 + 311 + 178 = 2194 \text{ кГ}.$$

Из уравнения прочности (20) определяем требуемые размеры бруса

$$\frac{N}{F_{нт}} + \frac{MR_c}{\xi W_{расч} R_H} \leq R_c,$$

где  $F_{нт} = F_{бр}$ , так как площадь ослабления не превышает 25% (СНиП II-V. 4-62; п. 4.2). Ослабление симметричное. Коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы, при деформации элемента определяется по формуле (21)

$$\xi = 1 - \frac{120 \cdot 2578}{3100 \cdot 110 \cdot 792} = 1 - 0,14 = 0,86.$$

Принимая во внимание большой пролет сжатого подразжелобочного бруса, крайний предел гибкости

$$\lambda = \frac{l}{r} = 120,$$

откуда радиус инерции

$$r = \frac{720}{120} = 6,0.$$



Момент изгибающих сил  $M_{\max}$  будет примерно около середины пролета, в точке, где поперечная сила  $Q=0$ , и определится из формулы

$$\frac{M_A}{l} = B = \frac{568 \cdot 5,4}{2} \cdot 4,5 + 304 \cdot 3,6 = \frac{7960}{7,2} = 1110 \text{ кг},$$

где  $B$  — реакция опоры;  $568 = 2 \cdot 284$ .

Находим величину поперечной силы на расстоянии 3,4 м от опоры  $A$ :

$$Q = 1110 - \left( \frac{568 \cdot 2,7}{2} + \frac{568 + 420}{2} \cdot 0,7 \right) = 1110 - 767 - 350 = -7 \text{ кг};$$

$$\frac{568}{2,7} = \frac{x}{2}; \quad x = \frac{568 \cdot 2}{2,7} = 420.$$

Следовательно, точку, находящуюся на 3,4 м от опоры  $B$ , можно считать местом  $M_{\max}$ :

$$M_{\max} = 1110 \cdot 3,4 - \frac{568 \cdot 2,7}{2} \left( \frac{2,7}{3} + 0,7 \right) - \frac{568 + 420}{2} \times \\ \times 0,7 \cdot \frac{0,7}{2} = 3774 - 124 - 122 = 2420 \text{ кг} \cdot \text{м} = 242\,000 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$R_n = 150 \cdot 0,85 = 127 \text{ кг/см}^2;$$

$$R_c = 130 \cdot 0,85 = 110 \text{ кг/см}^2.$$

Полагая, что с каждой стороны в брус стропильные ноги врубаются на 3 см и ослабление отстоит от точки  $M_{\max}$  на 20 см ( $90 - 70 = 20$ ), следует принять ослабление для точки  $M_{\max}$

$$W_{\text{расч}} = \frac{242\,000}{127} = 1920 \text{ см}^3.$$

Следовательно,

$$\frac{bh^2}{6} = 1920 \text{ см}^3,$$

откуда  $b=18$ ,  $h=25$  см, что выходит за пределы рекомендуемого (СНиП II-V. 4=62, приложение II) сортамента пиломатериалов.

Момент сопротивления ослабления

$$W_{\text{осл}} = \frac{3 \cdot 22^2}{6} \cdot 2 = 484 \text{ см}^3.$$

Полный момент сопротивления

$$W = 1920 + 484 = 2404 \text{ см}^3.$$

Учитывая две величины  $\xi$  и  $\frac{R_c}{R_n}$ , которые будут равны 0,8 и 0,87, соответственно необходимо  $W$  увеличить

$$W_{\text{расч}} = \frac{1920}{0,8 \cdot 0,87} = 2760 \text{ см}^3.$$

Брус  $18 \times 22$

$$W_1 = \frac{18 \cdot 22^2}{6} = 1450 \text{ см}^3.$$

Два бруса

$$W_2 = 2 \cdot 1450 = 2900 \text{ см}^3;$$
$$W_{\text{расч}} = 2900 - 484 = 2416 \text{ см}^3.$$

Площадь поперечного сечения двойного бруса

$$F_{\text{бр}} = 18 \cdot 22 \cdot 2 = 792 \text{ см}^2;$$
$$F_{\text{нт}} = 792 - 3 \cdot 22 \cdot 2 = 660 \text{ см}^2.$$

Подставляя полученные значения в уравнение прочности, имеем:

$$\frac{2578}{660} + \frac{242000 \cdot 110}{0,86 \cdot 2416 \cdot 127} = 105 < 110 \text{ кг/см}^2.$$

Следовательно, два бруса  $18 \times 22 \text{ см}$  будут достаточны.

Гибкость бруса при  $l = 720 \text{ см}$  и  $r = \sqrt{\frac{2900 \cdot 22}{792 \cdot 2}} = 6,4 \text{ см}$

$$\lambda = \frac{720}{6,4} \approx 112 < 120.$$

Гибкость бруса в пределах допускаемой. Проверка изгибаемых элементов на скалывание производится по формуле (27). В преобразованном виде для нейтрального слоя формула будет иметь вид:

$$\frac{3Q}{2F_{\text{бр}}} = \frac{3 \cdot 1110}{2 \cdot 792} = 2 \text{ кг/см}^2 < 24 \text{ кг/см}^2.$$

Определяем прогиб бруса под разжелобок. В данном примере проверка эта необходима, так как предельная деформация ендов ограничивается  $1/400$  пролета.

Для пользования готовыми формулами прогибов треугольная нагрузка бруса заменяется эквивалентной равномерно распределенной на протяжении  $5,4 \text{ м}$  пролета от опоры  $B$ . Расчет деформации будет выполняться по нормативным нагрузкам. Точка  $M_{\text{max}}$  в пролете от треугольной нагрузки определится из условия, что  $Q$  (поперечная сила) будет равна нулю. Реакция опоры

$$B = \frac{M_A}{l} = \frac{456 \cdot 5,4 \cdot 4,5}{2 \cdot 7,2} = 770 \text{ кг}.$$

На расстоянии  $2,7 \text{ м}$  от поры  $B$

$$Q = 770 - \frac{456 \cdot 2,7}{2} = 155 \text{ кг}.$$

Для того чтобы  $Q$  было равно нулю, нужно вычесть трапецию с правой стороной  $y$  и высотой  $x$ . Из двух уравнений определяем эти неизвестные:

$$\frac{456}{2,7} = \frac{y}{2,7-x}; \quad \frac{456 + \frac{456(2,7-x)}{2,7}}{2} \cdot x = 155,$$

откуда  $x=0,37$ ,  $y=402$ . Следовательно, от опоры  $B$  для треугольной нагрузки  $M_{\max}$  будет находиться на расстоянии

$$a = 2,7 + 0,37 = 3,07 \text{ м};$$

$$M_{\max} = 770 \cdot 3,07 - \frac{456 \cdot 2,7}{2} \left( \frac{2,7}{3} + 0,37 \right) - \frac{456 + 402}{2} \times \\ \times 0,37 \cdot \frac{0,37}{2} = 1339 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Эквивалентная нагрузка  $q_э$ , расположенная в пролете на протяжении  $a=kl$ , определяется путем приравнивания  $M_{\max}$  от треугольной нагрузки к  $M$  от равномерно распределенной нагрузки

$$M_{\max} = \frac{q_э a^2}{8} (2 - k)^2 = 1339 \text{ кг} \cdot \text{м},$$

где  $a = 5,4$ ;

$$k = \frac{5,4}{7,2} = 0,75.$$

Уравнение примет вид

$$\frac{5,4^2 q_э}{8} (2 - 0,75)^2 = 1339,$$

откуда

$$q_э = \frac{1339 \cdot 8}{5,4^2 (2 - 0,75)^2} = 235 \text{ кг/м}.$$

Полный прогиб сжато-изгибаемого элемента в данном случае состоит из слагаемых, определяемых по формулам (24), (25), (26) и (26а): прогиба от эквивалентной равномерно распределенной нагрузки; прогиба от собственного веса; прогиба от сосредоточенного груза и поправки на увеличение прогиба от продольной сжимающей силы.

В формуле прогиба нагрузка от собственного веса бруса

$$q_1^* = 2 \cdot 0,18 \cdot 0,22 \cdot 600 = 48 \text{ кг}.$$

Прогиб от эквивалентной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле (24)

$$f_1 = \frac{2,35 \cdot 540^3 \cdot 180}{24 \cdot 10^6 \cdot 31944} (4 - 3 \cdot 0,75) = 1,53 \text{ см},$$

где  $q$  и  $b$  указаны на рис. 10;  $k=0,75$ .

Прогиб от постоянной нагрузки определяется по формуле (25)

$$f_2 = \frac{5 \cdot 0,48 \cdot 720^4}{384 \cdot 10^5 \cdot 31\,944} = 0,53 \text{ см},$$

где момент инерции сечения

$$I = 2 \frac{bh^3}{12} = \frac{2 \cdot 18 \cdot 22^3}{12} = 31\,944 \text{ см}^4.$$

Прогиб от сосредоточенной нагрузки определяется по формуле (26)

$$f_3 = \frac{240 \cdot 720^3}{48 \cdot 10^5 \cdot 31\,944} = 0,59 \text{ см}.$$

Суммарный прогиб определяется по формуле (26а)

$$f = (1,53 + 0,53 + 0,59) \frac{1}{1 - \frac{2166}{60\,700}} = 2,65 \cdot 1,04 = 2,75 \text{ см};$$

$$N_{кр} = \frac{9 \cdot 85 \cdot 10^5 \cdot 31\,944}{720^2} = 60\,700 \text{ кг};$$

$$\frac{f}{l} = \frac{275}{720} = \frac{1}{261} l > \frac{1}{400} l.$$

Следовательно, жесткость бруса под ендовой недостаточна: даже увеличивая размеры брусьев до  $22 \times 22$ , не достигаем допустимой величины прогиба. Дальнейшее увеличение размеров брусьев невозможно, так как сортамент не рекомендует применять большие размеры. В силу изложенного переходим к расчету рассматриваемого элемента, состоящего из двух брусьев, соединенных дубовыми пластинчатыми нагелями.

Поскольку в первом расчете мы убедились, что решающим фактором является второе предельное состояние, то расчет начнем с него. Для расчета составных балок пользуемся теми же формулами, что и в первом случае, с применением коэффициентов по табл. 15. Коэффициент для расчета изгибаемых составных элементов из одинаковых слоев на податливых связях к моменту инерции для расчета на прогиб элементов с нагелями при пролете 7,2 м

$$k = 0,75 + \frac{0,05 \cdot 1,2}{3} = 0,77.$$

Необходимый момент инерции находим из уравнений прогибов; изменен в сторону уменьшения собственный вес балки ( $q_{с.в} = 0,37$ )

$$\frac{2,35 \cdot 540^3 \cdot 180}{24 \cdot 10^5 \cdot 0,77 I_{ц}} (4 - 3 \cdot 0,75) + \frac{5 \cdot 0,37 \cdot 720^4}{384 \cdot 10^5 \cdot 0,77 I_{ц}} + \frac{240 \cdot 720^3}{48 \cdot 10^5 \cdot 0,77 I_{ц}} = \frac{720}{400} = 1,8,$$

откуда

$$\frac{1}{0,77I_{ц}} (48\,700 + 12\,980 + 18\,650) = 1,8;$$
$$I_{ц} = \frac{80\,330}{0,77 \cdot 1,8} = 58\,300 \text{ см}^4.$$

По сортаменту пиломатериалов ближайший большой момент инерции будет иметь два бруса  $15 \times 20$  см, соединенных нагелями, т. е.  $I_{ц} = 80\,000 \text{ см}^4$ , следовательно,

$$I_c = 80\,000 \cdot 0,77 = 61\,700 \text{ см}^4.$$

Прогиб составного бруса от эквивалентной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле (24)

$$f_1 = \frac{2,35 \cdot 540^3 \cdot 180}{24 \cdot 10^5 \cdot 61\,700} (4 - 3 \cdot 0,75) = 0,9 \text{ см}.$$

Прогиб от постоянной нагрузки определяется по формуле (25)

$$f_2 = \frac{5 \cdot 0,37 \cdot 720^4}{384 \cdot 10^5 \cdot 61\,700} = 0,20 \text{ см}.$$

Прогиб от сосредоточенной нагрузки определяется по формуле (26)

$$f_3 = \frac{240 \cdot 720^3}{48 \cdot 10^5 \cdot 61\,700} = 0,30 \text{ см}.$$

Суммарный прогиб определяется по формуле (26а)

$$f = (f_1 + f_2 + f_3) \frac{1}{\frac{1 - 2166}{117\,200}} = (0,9 + 0,20 + 0,30) \times$$
$$\times \frac{1}{0,98} = 1,42 \text{ см};$$

$$N_{кр} = \frac{9,85 \cdot 10^5 \cdot 61\,700}{720^2} = 117\,200 \text{ кг};$$

$$\frac{f}{l} = \frac{1,42}{720} = \frac{1}{510} l < \frac{1}{400} l.$$

Производим проверку на прочность по формуле (20)

$$W = \frac{15 \cdot 40^2}{6 \cdot 0,9} = 3600 \text{ см}^3,$$

где  $k_w = 0,9$ .

Момент сопротивления ослабления сечения двумя врубками на 3 см каждая и одним отверстием для болта в теле бруса, равным 2 см,

$$W_{осл} = \frac{2bh^2}{6} + \frac{b_1h_1^2}{6} = \frac{2 \cdot 3 \cdot 20^2}{6} + \frac{2 \cdot 40^2}{6} = 935 \text{ см}^3;$$

$$W_{расч} = 3600 - 935 = 2665 \text{ см}^3.$$

К моменту расчетных усилий прибавляется момент от собственного веса разжелобочного бруса

$$M = \frac{37 \cdot 7,2^2}{8} = 240 \text{ кг} \cdot \text{м} = 24\,000 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$M_{\max} = 242\,000 + 24\,000 = 266\,000 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$\frac{N}{F_{\text{нт}}} + \frac{M_{\max} R_c}{\xi W_{\text{расч}} R_{\text{н}}} \leq R_c;$$

$$F_{\text{бр}} = 40 \cdot 15 = 600 \text{ см}^2;$$

$$F_{\text{осл}} = 3 \cdot 20 \cdot 2 = 120 < 0,25 \cdot 600 = 150 \text{ см}^2;$$

$$\lambda = \frac{l}{\sqrt{\frac{I}{F_{\text{бр}}}}} = \frac{720}{\sqrt{\frac{61\,700}{600}}} = \frac{720}{10} = 72;$$

$$N = 2578 \text{ кг};$$

$$\xi = 1 - \frac{72^2 \cdot 2578}{3100 \cdot 110 \cdot 600} = 1 - 0,007 = 0,99.$$

Подставляя полученные величины в условие прочности (20), находим:

$$\frac{2578}{600} + \frac{266\,000 \cdot 110}{0,99 \cdot 2665 \cdot 127} = 87 < 110 \text{ кг/см}^2.$$

Проверка на скалывание производится по формуле (27)

$$\frac{QS_{\text{бр}}}{I_{\text{бр}} b} = \frac{Qbh^2 \cdot 12}{8bh^3 b} = \frac{3Q}{2bh} = \frac{1243 \cdot 3}{2 \cdot 15 \cdot 40} = 3,1 < 20,$$

где

$$Q = 1110 + \frac{37 \cdot 7,2}{2} = 1243 \text{ кг};$$

$$R_{\text{ск}} = 24 \cdot 0,85 = 20 \text{ кг/см}^2.$$

Строительный подъем бруса принимаем  $2f = 2,8 \approx 3 \text{ см}$ . Выгиб балки для строительного подъема выполняется раньше расстановки пластинчатых нагелей. Количество пластинчатых нагелей в сжато-изогнутых элементах определяется по формуле (28), где  $M_0$  — изгибающий момент от поперечной нагрузки, равный  $266\,000 \text{ кг} \cdot \text{см}$ .

Усилие, воспринимаемое одной пластинкой (нагелем), определяется по формуле (29)

$$T = 14l_{\text{пл}} b_{\text{пл}} = 14 \cdot 5,4 \cdot 7,5 \cdot 0,85 = 482 \text{ кг},$$

$$\text{где } l_{\text{пл}} = 5,4; b_{\text{пл}} = 7,5; k = 0,85.$$

Преобразуем отношение

$$\frac{S_{\text{бр}}}{I_{\text{бр}}} = \frac{3}{2bh} = \frac{3}{2F} = \frac{3}{2 \cdot 600} = \frac{1}{400}.$$

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы при деформации элемента, рассчитывается по формуле (21)

$$\xi = 1 - \frac{72^2 \cdot 2578}{3100 \cdot 110 \cdot 600} = 1 - 0,007 \approx 0,99.$$

Подставляя полученные величины в формулу (28), получим количество нагелей в половине пролета

$$n_c \geq \frac{1,5 \cdot 266\,000}{0,99 \cdot 482 \cdot 400} + \frac{0,4 \cdot 2558}{282} = 4,5 = 5,0 \text{ шт.},$$

где  $k=0,4$ .

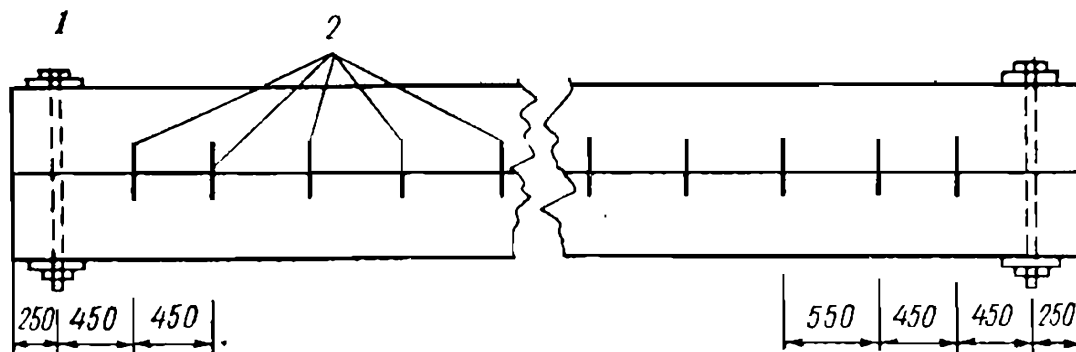


Рис. 11. Схема размещения пластинчатых нагелей в составном бруске под разжелобок

1 — болты; 2 — пластинчатые нагели

Принимая во внимание, что для балок с податливыми связями при равномерно распределенной нагрузке сдвигающие усилия распределяются по длине балки по косинусоиду с наибольшей ординатой на опоре, полагаем необходимым в пределах первой четверти пролета устанавливать пластинчатые нагели чаще, прибавляя конструктивно по три нагеля с каждого конца балки. Следовательно, нагели распределятся следующим образом: от опор по два нагеля — через 0,25 м; следующие два нагеля — через 0,45 м и остальные четыре — через 0,55 м (рис. 11). Проверку на срез бруса на опоре не выполняем, так как очевидно, что скалывающие напряжения получатся очень незначительными.

## § 11. РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО И ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ СОСТАВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ПОДАТЛИВЫХ СВЯЗЯХ КОЛОННЫ И СТОЙКИ

Иногда деревянные стержни по условиям работы требуют площадей, выходящих за пределы сортамента пиломатериалов, и выполняются составными. К числу последних относятся сжатые стойки и внецентренно нагруженные колонны. Все способы соединения, за исключением клея, обладают податливостью,

т. е. стержни смещаются один относительно другого, вследствие чего составные элементы по сравнению с цельными стержнями имеют меньшую несущую способность и жесткость. Расчет составных элементов усложняется определением поправочных (понижающих) коэффициентов  $k_I$ ,  $k_W$  и  $\mu$  к основным геометрическим характеристикам поперечных сечений и расчетным гибкостям сжатых и сжато-изгибаемых элементов. На основании линейной обратно пропорциональной зависимости между величиной прогиба и моментом инерции бруса можно заключить, что для сжато-изгибаемых элементов с податливыми связями момент инерции  $I_c$  может быть определен через момент инерции цельного бруса  $I_{ц}$  из отношения (5)

$$\frac{f_c}{f_{ц}} = \frac{I_{ц}}{I_c},$$

откуда

$$I_c = \frac{f_{ц}}{f_c} I_{ц}; \quad \frac{f_{ц}}{f_c} = k_I. \quad (30)$$

Аналогично моменту инерции может быть выражен и момент сопротивления

$$W_c = k_W W_{ц}. \quad (31)$$

Для сжатия составных стержней расчетная гибкость определяется по формуле

$$\lambda_c = \frac{l}{r_c} = \frac{l}{\sqrt{\frac{I_c}{F}}} = \frac{l}{\sqrt{k_I} \cdot \sqrt{\frac{I_{ц}}{F}}} = \frac{1}{\sqrt{k_I}} \lambda_{ц} = \mu \lambda_{ц}, \quad (32)$$

где  $\lambda_c$  — гибкость составного элемента;

$\lambda_{ц}$  — гибкость целого элемента.

Значения коэффициентов  $k_I$  и  $k_W$  указаны в табл. 11 СНиП II-V. 4-62. Приведенная гибкость  $\lambda_{пр}$  составных элементов с учетом податливости соединений определяется по формуле

$$\lambda_{пр} = \sqrt{(\mu_y \lambda_y)^2 + \lambda_1^2}, \quad (33)$$

где  $\lambda_y$  — гибкость всего элемента относительно оси  $y$  (рис. 12), вычисленная по расчетной длине элемента  $l_0$  без учета податливости соединений;

$\lambda_1$  — гибкость отдельной ветви относительно ее оси  $I$ , вычисленная по расчетной длине ветви  $l_1$ ; при  $l_1$  меньше семи толщин ветви принимают  $\lambda_1 = 0$ ;

$\mu_y$  — коэффициент приведения гибкости, определяемый по формуле

$$\mu_y = \sqrt{1 + k_c \frac{b h n_m}{l_0^2 n_c}}; \quad (34)$$

здесь  $b$  и  $h$  — ширина и высота поперечного сечения элемента в см;



- $l_0$  — расчетная длина элемента в м;  
 $n_c$  — расчетное количество срезов связей в одном шве на 1 м элемента;  
 $k_c$  — коэффициент податливости соединений, определяемый по табл. 10 СНиП II-V. 4-62.

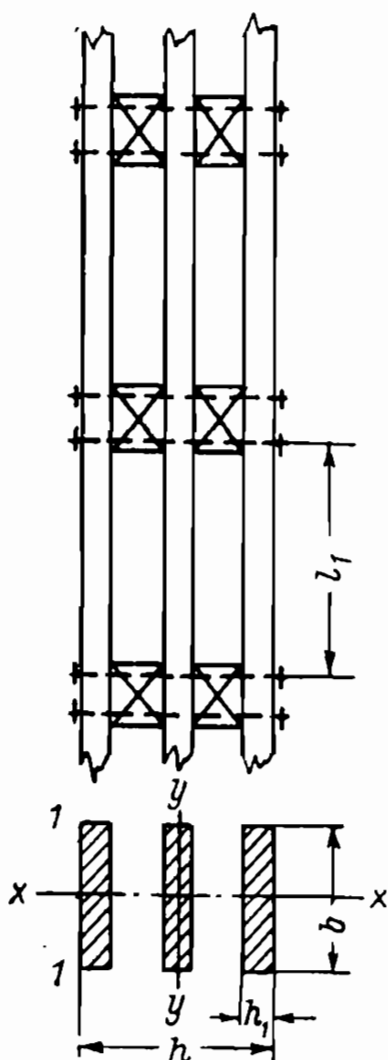


Рис. 12. Составной элемент с указанием размеров, необходимых для определения приведенной гибкости

Приведенную гибкость составного элемента, вычисленную по формуле (33), не следует принимать более гибкости ветвей, соединенных поставленными по конструктивным соображениям связями, и определяем по формуле

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{\sum \frac{I_{бр}}{F_{бр}}}}, \quad (34, a)$$

где  $\sum I_{бр}$  — сумма моментов инерции брутто поперечных сечений всех ветвей относительно их осей, параллельных оси  $y$ .

Гибкость составного элемента относительно оси  $x$  —  $x$  определяется как для целого элемента, т. е. без учета податливости соединений.

Расчетную гибкость ветви составного элемента принимают равной  $\mu\lambda_1$ , где  $\mu$  — коэффициент приведения гибкости, вычисленный для отдельной ветви с расчетной длиной  $l_1$  по тем же правилам, что и для элемента в целом. При определении приведенной гибкости решетчатых элементов гибкость отдельной ветви в формуле (33) принимают  $\lambda_1 = 0$ . Расчетное количество срезов связей суммируют по всем рабочим плоскостям между решеткой и одним поясом. Расчетное количество швов принимают  $n_{ш} = 2$  (рис. 13).

Предварительную площадь прямоугольного поперечного сечения сжатого элемента можно определить по формуле

$$F = \frac{l_0}{16} \sqrt{\frac{Nk}{R_c}}. \quad (35)$$

Расчетная длина заземленных концов гвоздя определяется по формуле

$$a_{гв} = l_{гв} - (\sum c + n \cdot 0,2 + 1,5d_{гв}), \quad (36)$$

где  $l_{гв}$  — длина гвоздя;

$\Sigma c$  — сумма толщин пробитых насквозь элементов;

$n \cdot 0,2$  = число швов сколачиваемых частей элементов.

Собственный вес конструкции (балки, фермы, ригеля и др.) на  $1 \text{ м}^2$  поверхности определяется по формуле

$$g_{св} = \frac{g^H + p_c^H}{\frac{1000}{k_{св} l} - 1}, \quad (37)$$

где  $k_{св}$  — коэффициент собственного веса конструкции, принимаемый в пределах от 3 до 12 в зависимости от конструкции;

$g^H$  и  $p_c^H$  — соответственно нормативные нагрузки — постоянная и от снега на  $1 \text{ м}^2$  поверхности.

Устойчивость внецентренно сжатого элемента определяется по формуле

$$R_c = \frac{N}{F_{бр}} + \frac{M}{\xi W_{бр}} \leq \varphi_1 R_c, \quad (38)$$

$\varphi_1$  — коэффициент продольного изгиба для одной ветви;

$\xi$  — коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы при деформации элемента, определяемый по формуле (21);

$F_{бр}$  и  $W_{бр}$  — площадь и момент сопротивления брута поперечного сечения всей колонны.

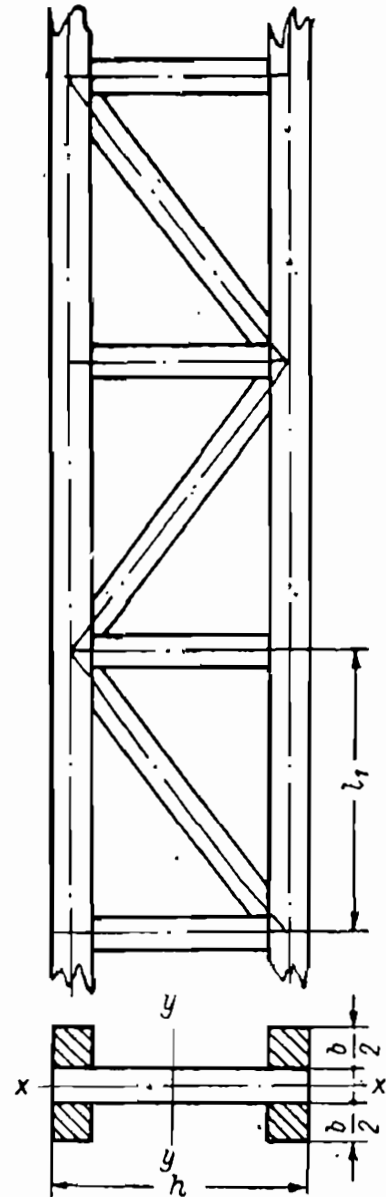


Рис. 13. Решетчатый элемент

## § 12. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

**Пример 8.** Требуется подобрать сечение составной стойки из осиновых брусьев на болтах. Стойка работает в условиях капитального здания с повышенной влажностью и изготавливается на стройке. Дано: расчетное продольное усилие  $N=12000 \text{ кг}$  приложено центрально; длина стойки  $l_0=5,0 \text{ м}$ ;

концы стойки закреплены шарнирно; расчет выполняется по расчетному сопротивлению осиновой древесины  $R_c = 130 \cdot 0,80 \times 0,85 = 94 \text{ кг/см}^2$ .

**Решение.** Необходимую площадь  $F$  без учета гибкости составного элемента находим по методу Д. А. Кочеткова [5]. Стойка представляет собой пакет, состоящий из опирающихся ветвей равной длины, вплотную прилегающих друг к другу. Подбор сечения составной сжатой стойки будем вести из условия устойчивости.

Для первого приближения предварительную площадь получим по формуле (35)

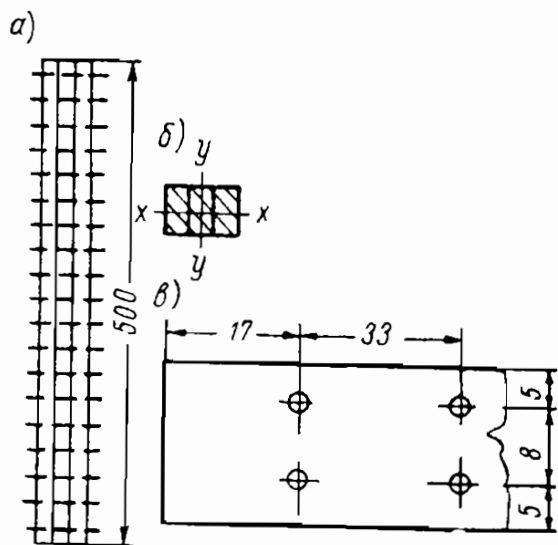


Рис. 14. Стойка, состоящая из трех досок

*a* — фасад, *б* — разрез; *в* — размещение болтов

$$F = \frac{500}{16} \sqrt{\frac{12\,000 \cdot 1,25}{88}} = 410 \text{ см}^2,$$

где  $k = 1,25$ .

Принимая сечение стойки из трех досок  $7,5 \times 18 \text{ см}$ , получим площадь поперечного сечения

$$F = 7,5 \cdot 3 \cdot 18 = 405 \text{ см}^2 \text{ (рис. 14).}$$

Коэффициент приведенной гибкости находим по формуле (34)

$$\mu_y = \sqrt{1 + k_c \frac{bh n_{ш}}{l_0^2 n_c}},$$

где  $k_c$  определяется по табл. 10 СНиП II-V.4-62. При диаметре

болта  $d > \frac{1}{7} a$ , где  $a$  — толщина самого тонкого бруса в составном элементе, равная  $7,5 \text{ см}$ , отношение  $\frac{7,5}{7} < d = 1,2 \text{ см}$ , следовательно,

$$k_c = \frac{1,5}{ad} = \frac{1,5}{7,5 \cdot 1,2} = 0,17,$$

где  $b = 18$ ;  $h = 22,5$ ;  $l_0 = 5,0$ ;  $n_{ш} = 2$ ;  $n_c$  принимаем предположительно равным 6, т. е. размещение болтов на 1 м элемента производится через 0,3 м.

После подстановки данных получим

$$\mu = \sqrt{1 + 0,17 \frac{18 \cdot 22,5 \cdot 2}{5^2 \cdot 6}} = 1,38.$$

Приведенная гибкость определяется по формуле (33).

Так как болты размещаются на расстоянии друг от друга меньшем, чем семь толщин стойки составного элемента, то  $\lambda_1 = 0$ .

После преобразования формула примет вид

$$\lambda_{\text{пр}} = \mu_y \lambda_y;$$

$$\lambda_y = \frac{500}{\sqrt{\frac{17\,080}{405}}} = \frac{500}{6,5} = 77,$$

где

$$I_y = \frac{18 \cdot 22,5^3}{12} = 17\,080 \text{ см}^4;$$

$$F = 405 \text{ см}^2.$$

Подставляя полученные значения в преобразованную формулу, получим

$$\lambda_{\text{пр}} = 1,38 \cdot 77 = 106;$$

Коэффициент продольного изгиба  $\varphi = 0,27$ .

Проверяем на устойчивость по формуле (14)

$$\frac{12\,000}{0,27 \cdot 405} = 110 \text{ кг/см}^2 > 94 \text{ кг/см}^2.$$

Сечение не имеет достаточной жесткости. Подбираем по сортаменту больший брус —  $10 \times 18 \text{ см}$ . Отношение  $\frac{10}{7} = 1,43 > 1,2$ , следовательно,

$$k_c = \frac{1}{5d^2} = \frac{1}{5 \cdot 1,44} = 0,14;$$

$$\mu_y = \sqrt{1 + 0,14 \frac{18 \cdot 30 \cdot 2}{5^2 \cdot 6}} = 1,41;$$

$$I_y = \frac{18 \cdot 30^3}{12} = 40\,500 \text{ см}^4; \quad F = 18 \cdot 30 = 540 \text{ см}^2,$$

$$r = \sqrt{\frac{40\,500}{570}} = 8,5; \quad \lambda_y = \frac{500}{8,5} = 59; \quad \lambda_{\text{пр}} = 1,41 \cdot 59 = 83;$$

$$\varphi = 0,4; \quad R_c = \frac{12\,000}{0,4 \cdot 540} = 56 \text{ кг/см}^2 < 94 \text{ кг/см}^2.$$

Из формулы (34) находим расчетное количество срезов связей

$$n_c = \frac{k_c b h n_{\text{ш}}}{l_0^2 (\mu^2 - 1)} = \frac{0,14 \cdot 18 \cdot 30 \cdot 2}{5^2 (1,41^2 - 1)} = 6,05 \approx 6 \text{ шт.}$$

Болты диаметром  $1,2 \text{ см}$  ставим вдоль стойки в два ряда через  $33 \text{ см}$ , тогда на  $1 \text{ пог. м}$

$$n_c = \frac{2 \cdot 100}{33} = 6,1 \text{ шт.}$$

Расчетная длина ветви  $l_1 = 33$  см, что меньше семикратной толщины ее  $7 \cdot 10 > 33$ . Проверяем стойку на устойчивость относительно оси  $x-x$ .

Радиус инерции

$$r_x = \sqrt{\frac{14\,550}{540}} = 5,2 \text{ см},$$

где

$$I_x = \frac{30 \cdot 18^3}{12} = 14\,550 \text{ см}^4; \quad F = 540 \text{ см}^2.$$

Гибкость относительно оси  $x-x$  определяется без учета податливости связей

$$\lambda_x = \frac{500}{5,2} = 97.$$

Приведенная гибкость составного элемента не должна быть более гибкости со связями (формула 34а), т. е.

$$\lambda = \frac{500}{\sqrt{\frac{4500}{540}}} = 170 > 97,$$

где  $\Sigma I_{бр}$  — сумма моментов инерции бруто поперечных сечений всех ветвей относительно их осей, параллельных оси  $y$ , определяемая по формуле

$$\Sigma I_{бр} = \frac{3 \cdot 10^3 \cdot 18}{12} = 4500 \text{ см}^4,$$

здесь  $F_{бр} = 540 \text{ см}^2$ ;  
 $l_0 = 500 \text{ см}$ .

Гибкости относительно обеих осей поперечного сечения почти равны между собой, следовательно, сечение стойки подобрано удачно. Полученные гибкости по осям  $x$  и  $y$  не превышают предельные гибкости  $\lambda = 120$ .

Рассмотрим стойки со сплошными прокладками, состоящими из двух крайних опирающихся досок и средней прокладки во всю длину стойки, но не доходящей до опоры

(рис. 15). Основные опертые доски воспринимают нагрузку непосредственно, а прокладка передает усилие через связи (не опертая ветвь).

**Пример 9.** Требуется рассчитать составную стойку со сплошной прокладкой. Стержень состоит из двух крайних опирающихся ветвей и одной прокладки посредине. Конструкция для капитального здания изготавливается из тополя на болтах, непо-

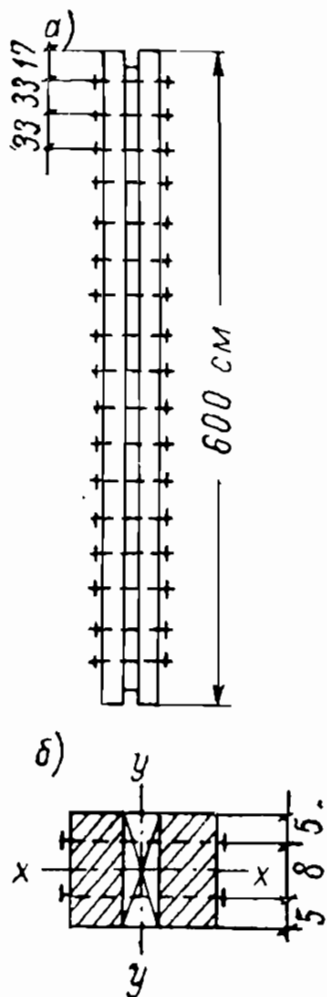


Рис. 15. Стойка, состоящая из двух досок и неопертой прокладки между ними

а — фасад; б — разрез

средственно на постройке и эксплуатируется в условиях нормальной влажности.

Дано: расчетное усилие  $N = 10\,000$  кг; длина стойки  $l_0 = 6,0$  м; расчетное сопротивление тополя

$$R_c = 130 \cdot 0,8 = 104 \text{ кг/см}^2.$$

*Решение.* Пользуясь формулой (35) для первого приближения в определении необходимой площади поперечного сечения, имеем:

$$F = \frac{600}{16} \sqrt{\frac{10\,000 \cdot 1,25}{104}} = 412 \text{ см}^2,$$

$$\text{где } k = \frac{25}{20} = 1,25.$$

Расчетная площадь поперечного сечения составной стойки вышеуказанной конструкции равна площади только опертых ветвей, следовательно, сумма площадей двух поперечных сечений брусьев  $F_{оп} = 412 \text{ см}^2$ . Принимаем два бруса размером  $20 \times 10 \times 2 = 400 \text{ см}^2$ . Прокладку между ними устанавливаем из доски  $6 \times 20 \text{ см}$ . Для определения  $\lambda_{пр}$ , пользуясь формулой (14), вычислим наименьшее значение  $\varphi_{\min}$ :

$$\varphi_{\min} = \frac{10\,000}{2 \cdot 20 \cdot 10 \cdot 104} = 0,26,$$

откуда соответствующая этому значению гибкость  $\lambda_{\max} = 110$ . Принимаем эту гибкость за приведенную. Гибкость отдельной ветви принимаем  $\lambda_1 = 0$ , так как расстояние между связями прием менее семикратной толщины самой тонкой ветви

$$\lambda_{пр} = \mu_y \lambda_y; \quad \lambda_y = \frac{l_0}{r_y}; \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{F_{расч}}} = \sqrt{\frac{26^3 \cdot 20}{12 \cdot 20 \cdot 10 \cdot 2}} = 8,6,$$

где  $\lambda_y = \frac{600}{8,6} = 70$  — гибкость составного стержня без учета

податливости стержней; следовательно,

$$\mu_y = \frac{110}{70} = 1,57.$$

Приведенная гибкость

$$\lambda_{пр} = 1,57 \cdot 70 \approx 110.$$

Задаемся диаметром болтов

$$d_б = 1,2 \text{ см} > \frac{1}{7} \cdot 6 = 0,86.$$

При наименьшей толщине прокладки 6 см находим коэффициент податливости соединения

$$k_c = \frac{1,5}{ad_6} = \frac{1,5}{6 \cdot 1,2} = 0,21.$$

Требуемое количество срезов связей на 1 пог. м определяем из формулы (34)

$$n_c = \frac{0,21 \cdot 20 \cdot 26 \cdot 2}{6^2 (1,57^2 - 1)} = 4,15 \text{ шт./пог. м},$$

Принимаем  $n_c = 6$ , где  $b = 20$  см;  $h = 26$ ;  $n_{ш} = 2$ ,  $l_0 = 6$ .

Болты устанавливаются вдоль стержня в два ряда через 33 см. Расчетная длина ветви  $33 < 7 \cdot 6 = 42$  см.

На устойчивость относительно оси  $x$  стойка проверяется следующим способом:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_0 + 0,5I_{но}}{F_{расч}}} = \sqrt{\frac{(2 \cdot 10 + 0,5 \cdot 6) \cdot 20^3}{12 \cdot 20 \cdot 10 \cdot 2}} = 6,2 \text{ см},$$

где  $I_0$  — момент инерции опертых ветвей стойки;  
 $I_{но}$  — момент инерции неопертых ветвей стойки;  
 $F_{расч}$  — площадь поперечного сечения опертых ветвей.

Гибкость относительно оси  $x$

$$\lambda_x = \frac{600}{6,2} = 97, < 110.$$

Приведенная гибкость  $\lambda_{пр}$  не должна быть более гибкости  $\lambda$ , определенной по формуле (34 а),

$$\lambda = \frac{600}{\sqrt{\frac{(2 \cdot 10^3 + 6^3) 20}{12 \cdot 2 \cdot 20 \cdot 10}}} = 200 > 110,$$

где  $s_1 = 7$   $d = 8,4 < 17$  см;

$s_2 = 3,5$   $d = 4,2 < 8$  см;

$s_3 = 3$   $d = 3,6 < 5$  см.

**Пример 10.** Требуется проверить осиную стойку сечением  $6 \times 18$  см, работающую на сжатие в защищенных от влияния влаги условиях, изготовленную на постройке и нагруженную центрально силой в 5 т.

Дано: осиная стойка с поперечным сечением  $6 \times 18$ ,  $N = 5000$  кг,  $l_0 = 4,0$  м; расчетное сопротивление осины на сжатие  $R_c = 130 \cdot 0,80 = 104$  кг/см<sup>2</sup>.

**Решение.** Из формулы (14) находим коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = \frac{5000}{108 \cdot 104} = 0,46.$$

При  $\varphi = 0,46$  приведенная гибкость  $\lambda = 83$ .

Гибкость стойки при  $r=0,29$   $h=0,29 \cdot 6=1,74$ .

$$\lambda = \frac{400}{1,74} = 230 > 120.$$

Таким образом, стойка из одной доски  $18 \times 6$  см не имеет достаточной жесткости, так как гибкость ее выходит за пределы допустимой для сжатых элементов. Доска  $6 \times 18$  подлежит усилению двумя брусками на гвоздях симметрично относительно оси  $y-y$ . Для первого приближения задаемся брусками размером  $6 \times 12$  для увеличения момента инерции стойки. Тогда расчетный момент инерции определится по формуле

$$\begin{aligned} I_y &= I_0 + I_{н.о} = \frac{bh^3}{12} + \frac{2bh^3}{12} + 2a^2F = \\ &= \frac{18 \cdot 6^3}{12} + \frac{2 \cdot 12 \cdot 6^3}{12} + 2 \cdot 6^2 \cdot 12 \cdot 6 = 5740 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Радиус инерции составного сечения вычисляем по формуле (18)

$$r_y = \sqrt{\frac{5740}{108}} = 7,3 \text{ см.}$$

Гибкость составного сечения без учета податливости

$$\lambda = \frac{400}{7,3} = 55,$$

откуда

$\mu_y$  — коэффициент приведения гибкости, определяемый из отношения

$$\mu_y = \frac{83}{55} = 1,66.$$

Коэффициент податливости соединения для гвоздей при диаметре  $d_{гв}=0,5$  см (СНиП II-В. 4-62) и центральном сжатии

$$k_c = \frac{1}{10d^2} = \frac{1}{10 \cdot 0,5^2} = 0,4.$$

Количество срезов гвоздей в одном шве на 1 пог. м

$$n_c = \frac{0,4 \cdot 18 \cdot 6 \cdot 2}{4^2 (1,66^2 - 1)} = 3,1,$$

где  $k_c = 0,4$ ;

$b$  — ширина опертой стойки, равная 18;

$6$  — высота;

$n_{ш}$  — количество швов, по которым происходит податливость, равное 2;

$l_0$  — длина стойки в м, равная 4;

$\mu$  — коэффициент приведения гибкости, равный 1,66.



Полное количество срезов по всей длине стойки

$$n_c l_0 = 3,1 \cdot 4 = 12,4.$$

Конструктивно принимаем  $n_c l_0$  равным 20. Так как в расчете гибкость ветви была принята  $\lambda_1 = 0$ , то расстояние между связями должно быть меньше семикратной толщины ветви

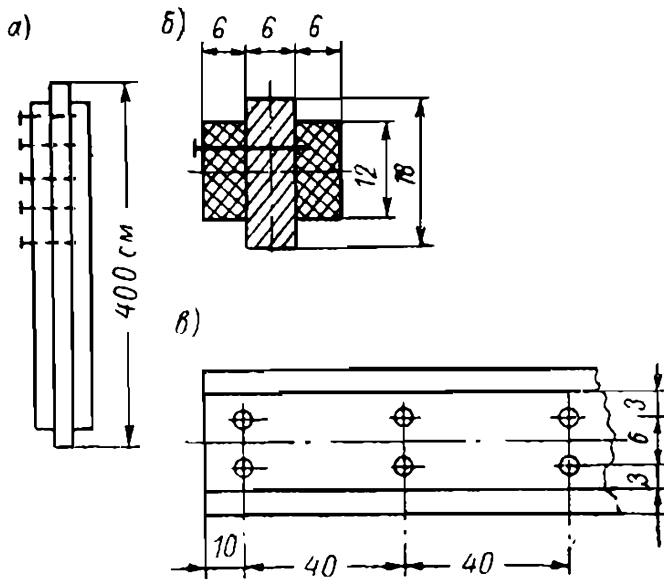


Рис. 16. Стойка из одной доски, усиленной двумя брусками  
а — фасад; б — разрез; в — разбивка гвоздей

$$l_1 = 6 \cdot 7 = 42 \text{ см.}$$

Размещение гвоздей по длине стойки принимаем через 40 см по два гвоздя с каждой стороны.

Гибкость ветви

$$\lambda_1 = \frac{40}{r} = \frac{40}{0,29 \cdot 6} = 23 < 83.$$

Гибкость стойки относительно оси  $x-x$

$$\lambda_x = \frac{400}{0,29 \cdot 18} = 77 < 83.$$

Приведенная гибкость составного стержня, вычисленная при помощи коэффициента  $\mu_y$ , не должна быть более гибкости ветвей, определяемой по формуле

(34а),

$$\lambda = \frac{400}{\sqrt{\frac{2 \cdot 6^3 \cdot 12}{12} + \frac{6^3 \cdot 18}{12}}} = 150 > 83.$$

Конструктивная схема стойки и размещение гвоздей на ней показаны на рис. 16.

При расстановке гвоздей в направлении, перпендикулярном продольной оси стойки, руководствуются указаниями СНиП II-V. 4-62.

*Пример 11.* Требуется подобрать сечение сжатой составной, шарнирно закрепленной стойки из осиновых досок, сплавиваемых короткими прокладками на гвоздях, для капитального здания. Стойка изготавливается на стройке. Эксплуатация элемента будет производиться в условиях, защищенных от влажности.

Дано: расчетное усилие  $N=6000$  кг; длина стойки  $l_0=4,0$  м; расчетное сопротивление для осины при влажности 15%,  $R_c=130 \cdot 0,8=104$  кг/см<sup>2</sup>.

*Решение.* Для прямоугольного сечения необходимая рабочая площадь при гибкости стойки  $\lambda > 75$  вычисляется по формуле (35)

$$F = \frac{400}{16} \sqrt{\frac{6000 \cdot 1,1}{104}} = 200 \text{ см}^2,$$

где  $k=1,1$ .

Принимаем две доски  $6 \times 18$  с прокладками толщиной 5 см, тогда

$$F = 2 \cdot 6 \cdot 18 = 216 \text{ см}^2.$$

Из формулы (14) наименьший коэффициент продольного изгиба для вышеуказанного сечения

$$\varphi_{\min} = \frac{6000}{216 \cdot 104} = 0,278,$$

Соответствующая гибкость  $\lambda_{\max} = 105 < 120$ .

Полученную гибкость полагаем за приведенную, т. е.

$$\lambda_{\max} = \lambda_{\text{пр}} = \sqrt{(\mu_y \lambda_y)^2 + \lambda_1^2} = 105.$$

Согласно п. 4, 7 СНиП II-V. 4-62 в центрально сжатых решетчатых элементах гибкость отдельной ветви  $\lambda_1$  должна быть не больше приведенной гибкости элемента в целом, т. е.  $\lambda_1 < \mu_y \lambda_y$ . На этом основании можно задаться гибкостью  $\lambda_1 = 0,6 \mu_y \lambda_y$ . Подставляя полученное значение  $\lambda_1$  в основную формулу, получим

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{(\mu_y \lambda_y)^2 + (0,6 \mu_y \lambda_y)^2} = 1,17 \mu_y \lambda_y = 105.$$

Радиус инерции составного сечения будет равен по формуле (18)

$$r_y = \sqrt{\frac{7182}{216}} \approx 5,8,$$

где

$$I_y = \frac{(17^3 - 5^3) 18}{12} = 7182 \text{ см}^4.$$

Гибкость стойки без учета податливости швов

$$\lambda_y = \frac{400}{5,8} = 69.$$

Коэффициент приведения гибкости

$$\mu_y = \frac{\lambda_{\text{пр}}}{1,17 \lambda_y} = \frac{105}{1,17 \cdot 69} = 1,30.$$

Коэффициент податливого соединения для гвоздей диаметром  $d_{ГВ} = 0,5$  см

$$k_c = \frac{1}{10d_{ГВ}^2} = \frac{0,1}{0,25} = 0,4.$$

Количество срезов в одном шве на 1 пог. м.

$$n_c = \frac{k_c b h}{l^2 (\mu^2 - 1)} = \frac{0,4 \cdot 17 \cdot 18 \cdot 2}{(1,30^2 - 1)} = 22,1.$$

Число срезов на всю стойку

$$n_c l_o = 22,1 \cdot 4 = 88,4.$$

Принимаем расстояние между прокладками 1 м. На четырех прокладках размещаем по 22 гвоздя в четыре ряда: два ряда по шесть гвоздей и два ряда по пять гвоздей.

При свободной длине ветви  $l_1 = 80$  см гибкость

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{r_1} = \frac{80}{0,29 \cdot 6} = 46,$$

где  $l_1 = \frac{400}{5} = 80$  см;

$$0,6 \mu_y \lambda_y = 0,6 \cdot 1,30 \cdot 69 = 53,8 > 46.$$

Гибкость стержня относительно оси  $x$

$$\lambda_x = \frac{400}{0,29 \cdot 18} = 77 < 120.$$

Величину приведенной гибкости  $\lambda_{пр}$  не следует принимать более гибкости, определенной по формуле (34, а)

$$\lambda = \frac{400}{\sqrt{\frac{6^3 \cdot 18 \cdot 2}{12 \cdot 216}}} = 230 > 105$$

На рис. 17 дана схема размещения гвоздей, на которой определена свободная длина ветви. Руководствуясь теми же соображениями, размещаем гвозди следующим порядком:

а) расстояние от торца досок стойки и прокладок  $s_1 = 15 d_{ГВ} = 7,5$ ; принимается  $s_1 = 10$ ;

б) расстояние между осями гвоздей поперек стойки при прямой расстановке гвоздей  $s_2 = 4d = 4 \cdot 0,5 = 2$ ; принимается при пяти гвоздях  $s_2 = 3$  см; при шести —  $s_2 = 2,4$  см;

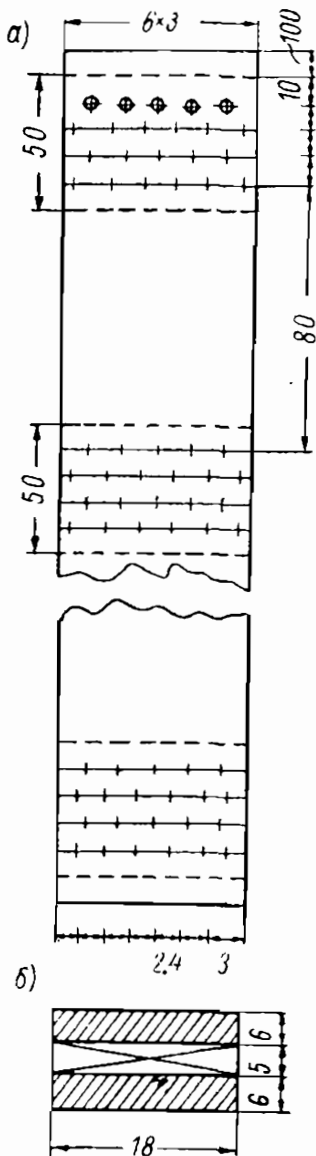


Рис. 17. Стойка из досок, соединенных короткими прокладками на гвоздях

а — фасад;  
б — разрез

в) расстояние от борта доски до оси гвоздя  $s_3 = 4d = 2$ ; принимается в обоих случаях  $s_3 = 3$  см;

г) расчетная длина защемления конца гвоздя определяется по формуле (36)

$$a_1 = 15 - (11 + 0,4 + 0,75) = 2,85 > 4d_{тв} = 2 \text{ см.}$$

Гвозди 15 см могут быть приняты для рассматриваемой конструкции стойки.

*Пример 12.* Требуется рассчитать решетчатую колонну, изготовленную на стройке, из сосновой древесины, защищенной от влаги, для промышленного здания Ленинградской области. Здание оборудовано электрическим мостовым 5-т краном с одним крюком. Колонна поддерживает треугольную ферму и холодное покрытие, выполненное из деревянных элементов. Стены обшиты досками.

Дано: пролет здания между осями колонн  $l = 15$  м; шаг колонн вдоль здания  $s = 6$  м; высота фермы  $h = 1/5 l = 3$  м; высота нижней части колонны  $h_n = 6$  м, высота верхней части колонны при шпренгельной дерево-металлической подкрановой балке  $h_b = 1,65 + 0,2 + 0,15 + 0,04 = 2,04$  м  $\approx 2$  м; пролет мостового крана между осями катков  $l_1 = 15 - 1,5 = 13,5$  м; расстояние между осями колес крана  $k = 3,5$  м; ширина базы крана с буферами 5 м; нагрузки: временная от снега для III района  $p_{сн} = 100$  кг на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли; временная от ветра для II района:

на крышу при угле наклона кровли

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3}{7,5} = 0,4, \quad \alpha = 21^\circ 50' < 25^\circ$$

$$q^n = q_0 c = 35 \cdot 0,47 = -16,3 \approx -17 \text{ кг/м}^2,$$

где  $q_0 = 35 \text{ кг/м}^2$ ,  $c = \frac{0,8(30^\circ - 21^\circ 50')}{15} = 0,47$ ;

на стену

$$q_T = q_0 c = 35 \cdot 0,8 = +28 \text{ кг/м}^2.$$

Коэффициенты перегрузки принимаются по табл. 9, расчетные сопротивления по табл. 5:  $R_c = 130 \text{ кг/см}^2$ ;  $R_n = 130 \text{ кг/см}^2$ . Колонна является конструкцией II категории. Схема здания представлена на рис. 18.

Решение. Подсчет нагрузок приводится в табл. 17.

Для определения реакции колонны от воздействия крановых нагрузок должна учитываться возможность установки двух

нагруженных кранов независимо от проектируемого количества их. Расчетная схема представлена на рис. 19. Реакция колонны  $Q_1$  определяется из условия, что подкрановая балка за-

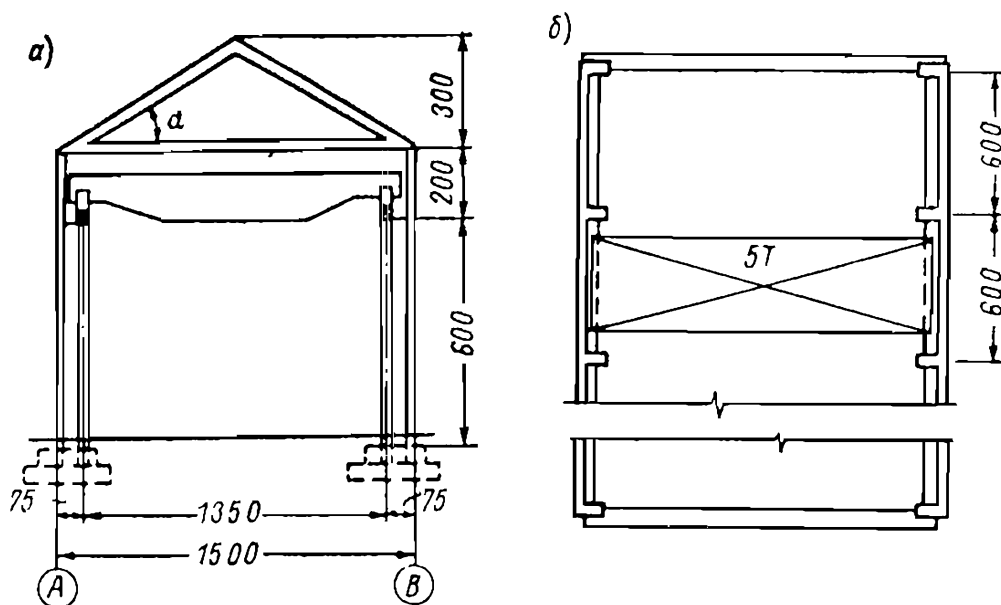


Рис. 18. К примеру 12  
а — поперечный разрез здания; б — план

Таблица 17

Грузовые площади и результирующие усилия для расчетной схемы колонны

Виды нагрузок	Грузовая площадь в м <sup>2</sup>	Нагрузка на единицу площади или пролета		Нормативная нагрузка в кг	Расчетная нагрузка в кг
		нормативная	расчетная		
Временная на покрытие:					
от снега на колонну в кг/м <sup>2</sup>	45,0	100	140	4500	6300
» ветра при 15° < α < 30° в кг/м <sup>2</sup>	—	—	—	254	290
$W = \left[ \left( 2 - \frac{\alpha}{18,75} \right) h \right] ql =$ $= \left[ \left( 2 - \frac{21,83}{18,75} \right) 3 \right] 20 \cdot 6$					
от ветра на 1 пог. м колонны .	6,0	28	34	168	204
Постоянная:					
от покрытия на колонну в кг/м <sup>2</sup> . . . . .	45	40	44	1800	1980
от двухрядной обшивки стены досками 6 × 8 в кг/м <sup>2</sup> . . . . .	48	20	22	960	1060
от собственного веса на 1 пог. м колонны . . . . .	7	88	97	616	680
от собственного веса деревянной шпренгельной подкрановой балки на 1 пог. м . . . . .	6,0	69	76	207	228

проектирована свободно лежащей. Реакция опоры

$$B_{AB} = \frac{(2,5 + 6) \cdot 9}{6} = 12,80 \text{ т};$$

$$B_{BC} = \frac{(1 + 4,5) \cdot 9}{6} = 8,25 \text{ т}.$$

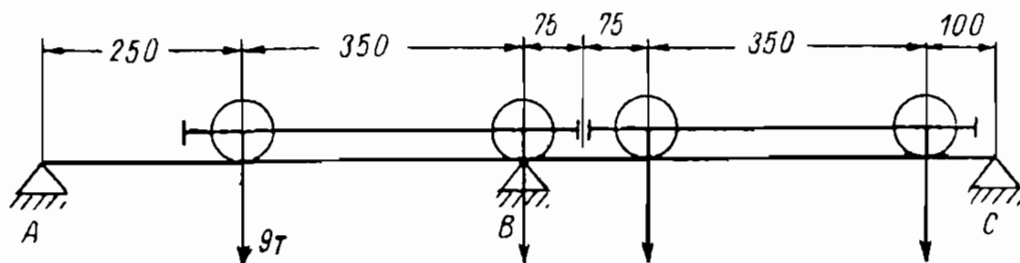


Рис. 19. Расчетная схема для определения реакции колонны *B* от крановой вертикальной расчетной нагрузки

Расчетная реакция колонны от двух пролетов крановой нагрузки

$$Q = 12,80 + 8,25 = 21,05 \text{ т}.$$

Горизонтальные нагрузки от торможения кранами и тележками определяются по п. 4.7 СНиП II-A. 11-62.

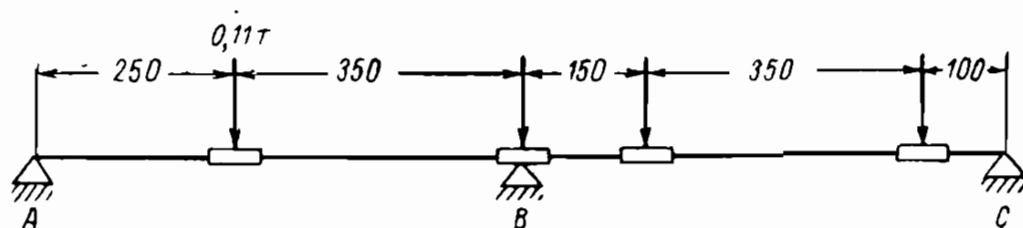


Рис. 20. Расчетная схема для определения реакции колонны *B* от крановых горизонтальных поперечных расчетных сил торможения тележки

Принимаем для расчета поперечную нагрузку как наиболее невыгодную для колонны. Расчетная схема горизонтальной реакции опоры колонны указана на рис. 20.

Определяем горизонтальную реакцию *H*:

$$B'_{AB} = \frac{(2,5 + 6) \cdot 0,11}{6} = 0,16 \text{ т};$$

$$B'_{BC} = \frac{(1,0 + 4,5) \cdot 0,11}{6} = 0,10 \text{ т};$$

$$H = 0,16 + 0,10 = 0,26 \text{ т}.$$

Горизонтальная нагрузка приложена к колонне на высоте подкранового рельса, т. е. на расстоянии 6,2 м от низа колонны,

и может иметь направление внутрь здания или наружу. Расчетная схема колонны изображена на рис. 21.

Расчет колонн производится на невыгодную комбинацию нагрузок. Стойки рассчитываются в предположении, что заделка производится в уровне верха фундамента и что вертикальные нагрузки, передаваемые конструкциями покрытия, не вызывают подвижности верхней опоры. При расчете стоек фермы рассматриваются как неизменяемые стержни, шарнирно соединенные со стойками.

В связи с различными точками приложения собственный расчетный вес колонны раскладывается на две силы:

$$P_1 = 97 \cdot 6 = 582 \text{ кг}$$

$$P_2 = 680 - 582 = 98 \text{ кг}$$

Определяем точку приложения равнодействующей вертикальных сил

$$e_1 = \frac{\Sigma M_A}{N} =$$

$$= \frac{6300 \cdot 0,08 + 1980 \cdot 0,08 + 98 \cdot 0,08 + 582 \times 0,41 + 21\,050 \cdot 0,75 + 228 \cdot 0,75}{6300 + 1980 + 98 + 582 + 21\,050 + 228 + 1060} \approx 0,54 \text{ м}$$

Следовательно, равнодействующая вертикальных сил проходит внецентренно, имея эксцентриситет  $e = 0,54 - 0,41 = 0,13 \text{ м}$ . Невыгоднейшая комбинация сил и воздействий на колонну будет при наличии ветра слева и поперечного усилия тележки крана, направленного внутрь здания.

Находим основные силы, действующие на стойку. Равнодействующая вертикальных нагрузок

$$N = 6300 + 1980 + 98 + 1060 + 582 + 21\,050 + 228 = 31\,298 \text{ кг}$$

Момент сил относительно центра тяжести сечения колонны

$$M = 1632 \cdot 4,0 - 290 \cdot 8 + 260 \cdot 6,2 + 31\,298 \cdot 0,13 = 10\,028 \text{ кг} \cdot \text{м} = 1\,002\,800 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

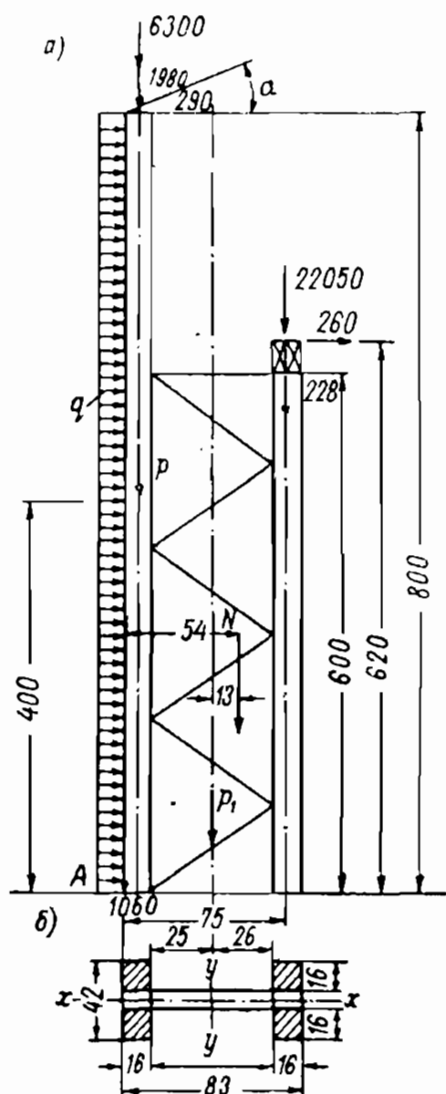


Рис. 21. Расчетная схема колонны  
а — фасад; б — разрез

Задаемся сечением решетчатой колонны, состоящей из четырех квадратных брусьев размером  $16 \times 16$  см. Размеры поперечного сечения диктуются расстоянием между осью здания и осью подкранового рельса, равным 750 мм; брусья должны быть размещены таким образом, чтобы ось ветви стойки, поддерживающая подкрановую балку, совпадала с осью рельса. Размеры брусьев для первого приближения назначены  $16 \times 16$  см. Пользуясь формулой (20), проверяем соответствие принятого сечения действующим силам:

$$\frac{31\,298}{1024} + \frac{1\,002\,800 \cdot 130}{0,87 \cdot 22\,900 \cdot 130} = 83 < 130 \text{ кг/см}^2,$$

где

$$N = 31\,298 \text{ кг}; \quad M = 1\,002\,800 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$F_{\text{нт}} = 256 \cdot 4 = 1024 \text{ см}^2; \quad R_c = 130 \text{ кг/см}^2; \quad R_n = 130 \text{ кг/см}^2;$$

$$\xi = 1 - \frac{\lambda_{\text{пр}}^2 N}{3100 R_c F_{\text{бр}}} = \frac{41^2 \cdot 31\,298}{3100 \cdot 130 \cdot 1024} = 0,87.$$

Определяем приведенную гибкость

$$I = \frac{16^3 \cdot 32 \cdot 2}{12} + 2 \cdot 34^2 \cdot 32 \cdot 16 = 1\,205\,544 \text{ см}^4;$$

$$r = \sqrt{\frac{1\,205\,544}{1024}} = 34 \text{ см}; \quad \lambda_y = \frac{600}{34} = 18;$$

$$\mu_y = \sqrt{1 + k_c \frac{b h n_{\text{ш}}}{l_0^2 n_c}} = \sqrt{1 + 0,15 \frac{32 \cdot 16 \cdot 2}{6^2 \cdot 1}} = 2,28;$$

$$k_c = \frac{1}{2,5 d^2} = \frac{1}{2,5 \cdot 1,6^2} = 0,15;$$

$$\lambda_{\text{пр}} = \mu_y \lambda_y = 2,28 \cdot 18 = 41;$$

$$W_{\text{расч}} = \frac{b h_1^2 - b h_2^2}{6} = \frac{32 (83^2 - 51^2)}{6} = 22\,900 \text{ см}^3.$$

Переходим к проверке наиболее нагруженной ветви колонны, находящейся под колесами крана. Согласно п. 4.15 СНиП II-V.4-62 в составных внецентренно сжатых элементах следует проверять устойчивость наиболее напряженной ветви при расчетной длине, превышающей семь толщин ветви, по формуле (38), где  $\varphi_1$  — коэффициент, вычисленный по расчетной длине  $l_1 = 200$  м.

Проверим прочность наиболее напряженной ветви

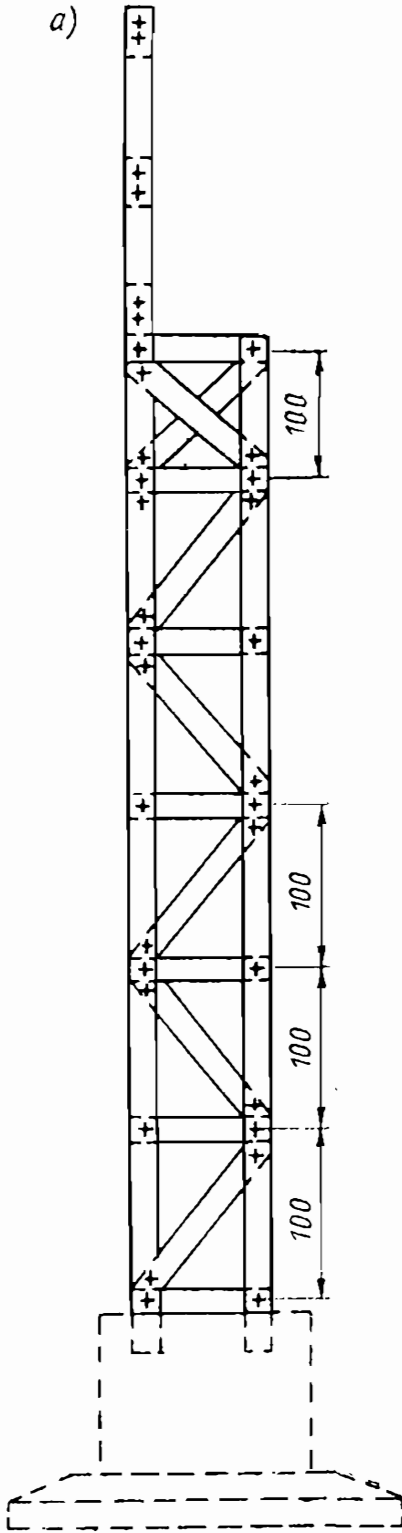
$$r_y = 0,29 \cdot 16 = 4,66 \text{ см};$$

$$\lambda_1 = \frac{200}{4,66} = 43;$$

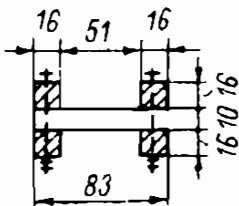
$$\varphi_1 = 0,85.$$



а)



б)



Подставляя полученные значения в формулу, получим

$$R_c = \frac{32\,298}{1024} + \frac{1\,002\,800 \cdot 130}{0,87 \cdot 22\,900 \cdot 130} = 83 < 130 \cdot 0,85 = 110 \text{ кг/см}^2.$$

Принимаем для связей болты

$$d = 1,6 \text{ см} \left( 1,6 < \frac{1}{7} \cdot 16 = 2,3 \right).$$

Коэффициент податливости соединения при сжатии с изгибом для болтов диаметром 1,6 см

$$k_c = \frac{1}{2,5d^2} = \frac{1}{2,5 \cdot 1,6^2} = 0,15.$$

Количество связей определится из формулы

$$n_c = \frac{k_c b h n_{ш}}{l_0^2 (\mu^2 - 1)} = \frac{0,15 \cdot 42 \cdot 16 \cdot 2}{6^2 (2,28^2 - 1)} = 2,07 \approx 2,$$

где 42 — ширина элемента в поперечном сечении с учетом связи  $d = 10 \text{ см}$ .

Проверим прочность решетчатой составной колонны относительно оси  $x-x$ . Из плоскости  $x-x$  стойка работает на сжатие от равнодействующей  $N = 32\,298 \text{ кг}$  и момента, возникающего от торможения моста крана, воспринимаемого двумя смежными стойками,

$$M = \frac{900 \cdot 6,2}{2} = 2790 \text{ кг} \cdot \text{м} = 279\,000 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$I_x = \frac{4 \cdot 16^4}{12} + 16 \cdot 16 \cdot 13^2 = 61\,264 \text{ см}^4;$$

$$r_x = \sqrt{\frac{61\,264}{1024}} = 7,7 \text{ см};$$

$$\lambda_x = \frac{600}{7,7} = 78;$$

Рис. 22. Конструкция составной решетчатой колонны

а — фасад; б — разрез

$$\xi = 1 - \frac{78^2 \cdot 32\,298}{3100 \cdot 130 \cdot 1024} = 0,53;$$

$$W_{\text{расч}} = \frac{(42^2 - 10^2) \cdot 16 \cdot 2}{6} = 9096 \text{ см}^3;$$

$$R_c = \frac{31\,298}{1024} + \frac{279\,000 \cdot 130}{0,53 \cdot 9096 \cdot 130} = 88 < 110 \text{ кг/см}^2.$$

Следовательно, по оси  $x-x$  размеры поперечного сечения удовлетворительны. Верхняя часть составной стойки на прочность и устойчивость не проверяется, так как очевидно, что она работает в более легких условиях, чем правая. Конструкция составной решетчатой стойки указана на рис. 22.

Как видно из рисунка, в решетку кроме раскосов пришлось включить распорки, причиной чему послужила необходимость иметь на 1 пог. м два болта. Верхняя часть колонны на протяжении 2 м имеет короткие прокладки для установки по два стяжных болта на 1 пог. м.



## Глава V

# ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ И МЕТОДИКА РАСЧЕТА РАЗЛИЧНЫХ СОЕДИНЕНИЙ И ВРУБОК. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ ИХ

### § 13. МЕТОДИКА РАСЧЕТА СОЕДИНЕНИЙ И ВРУБОК

Применяемые ранее соединения на врубках в виде различных сложных замков, работающих на изгиб и растяжение или сжатие ласточкиных хвостов, сковородней и т. д., вследствие сложности их изготовления и трудоемкости в настоящее время не применяются. В деревянных конструкциях сохранились лобовые врубки в узловых бревенчатых соединениях и лобовые упоры в сжатых элементах [5] (рис. 23). Толщина элементов, соединяемых на врубках, должна быть не менее 6—7 см. Усилия во врубках передаются только через плоскости смятия, вызывающие также скалывание в брусе, к которому примыкает присоединяемый элемент. Расчет узловых соединений сводится к проверке прочности деталей соединяемых элементов.

Наиболее рекомендуемые для опорных узлов врубки называются ортогональными, в которых усилие от примыкающего бруса передается к примыкаемому под углом  $90^\circ$ . Никакие другие виды связей — болты, хомуты, скобы и пр. — в расчетах не учитываются.

Длина плоскости скалывания лобовых врубок должна быть не менее  $1,5h$ , глубина их в промежуточных узлах сквозных конструкций рекомендуется не более  $\frac{1}{4}h$ , в остальных случаях — не более  $\frac{1}{3}h$ ; при этом глубина врубок в брусках и досках должна быть не менее 2 см, а в бревнах — не менее 3 см.

Во врубках с двумя зубьями второй зуб врезается глубже первого не менее чем на 2 см.

Угол смятия древесины  $\alpha$  при определении расчетного сопротивления смятию  $R_{см}$  принимают равным углу между направлениями сминающего усилия и волокнами сминаемого элемента. Расчетное сопротивление древесины смятию поперек волокон для лобовых врубок принимают  $30 \text{ кг/см}^2$ , вдоль волокон —  $R_{см} = 130 \text{ кг/см}^2$ . Расчетную площадь смятия для лобовых врубок с двумя зубьями принимают равной сумме площадей смятия отдельных зубьев. При расчете лобовых врубок на скалывание основное расчетное сопротивление древесины ска-

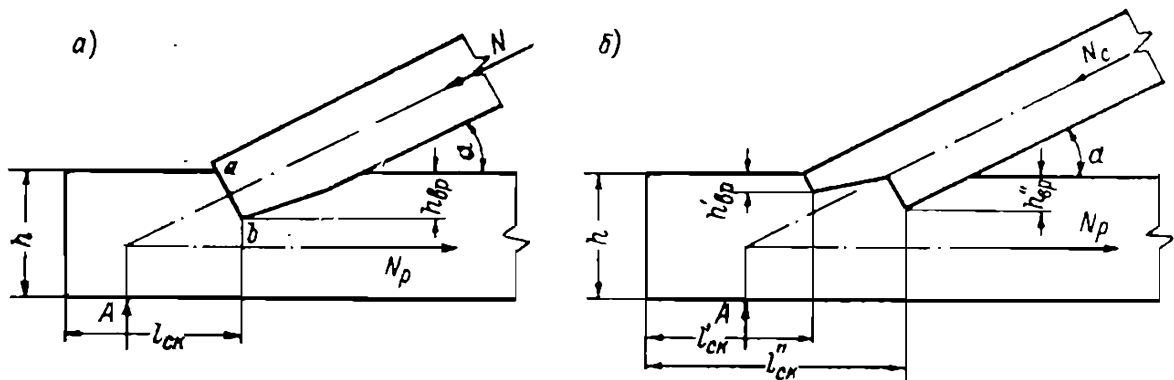


Рис. 23. Ортогональные лобовые врубки  
а — одним зубом; б — двойным зубом

лыванию принимают  $R = 24 \text{ кг/см}^2$  независимо от угла примыкания сжатого элемента. Расчет лобовых врубок с двумя зубьями на скалывание по верхней плоскости на глубине врезки первого от торца зуба производят на усилие

$$T'_{ск} = T_{ск} \frac{F'_{см}}{F'_{см} + F''_{см}}, \quad (39)$$

где  $T$  — полное усилие скалывания;  
 $F'_{см}$  — площадь смятия первого зуба;  
 $F''_{см}$  — площадь смятия второго зуба.

Расчет на скалывание по нижней плоскости, на глубине врезки второго зуба, производят на полную силу скалывания.

При расчете на скалывание лобовых врубок с двумя зубьями расчетную несущую способность соединения  $T$  умножают на коэффициенты: 0,8 — при расчете по верхней плоскости скалывания, 1,15 — по нижней. Длина плоскости скалывания  $l_{ск}$  при глубине врубки  $h_{вр}$  учитывается в расчете не более  $10 h_{вр}$  из-за возможности выкалывания древесины по косослою. С другой стороны, длина  $l_{ск}$  не должна быть менее  $1,5 h$ . Рекомендуется назначать  $3-4 e$ , где  $e$  — эксцентриситет приложения сил (рис. 24).

Действующее на соединение (или отдельную связь) расчетное усилие не должно превышать расчетной несущей способности соединения (или отдельной связи) [1].

Расчетную несущую способность  $T$  соединений, рассчитываемых на смятие и скалывание (соединения на врубках, призматических шпонках и т. п.), определяют по формулам:

а) из условия смятия древесины

$$T = R_{см} \alpha F_{см}; \quad (40)$$

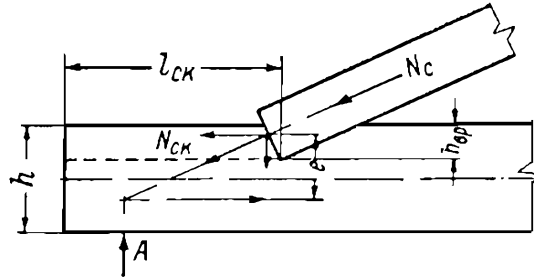


Рис. 24. Длина плоскости скалывания

б) из условия скалывания древесины

$$T = R_{ск}^{ср} F_{ск}, \quad (41)$$

где  $F_{см}$  — расчетная площадь смятия;

$F_{ск}$  — расчетная площадь скалывания;

$R_{см} \alpha$  — расчетное сопротивление древесины смятию под углом к направлению волокон;

$R_{ск}^{ср}$  — расчетное среднее по площадке скалывания сопротивление древесины скалыванию:

$$R_{ск}^{ср} = \frac{R_{ск}}{1 + \beta \frac{l_{ск}}{e}}, \quad (42)$$

здесь  $R_{ск}$  — расчетное сопротивление древесины скалыванию (для максимального напряжения);

$l_{ск}$  — расчетная длина плоскости скалывания, принимаемая не более 10 глубин врезки в элемент;

$e$  — плечо сил скалывания, принимаемое равным:  $0,5h$  — при расчете элементов с односторонней врезкой в соединениях без зазора между элементами (рис. 25) и  $0,25h$  — при расчете симметрично загруженных элементов с двухсторонней врезкой ( $h$  — размер сечения элемента по направлению врезки);

$\beta$  — коэффициент (при условии обжатия бруса по плоскостям скалывания), принимаемый равным 0,25.

Отношение  $\frac{l_{ск}}{e}$  должно быть не менее 3. Среднее расчетное сопротивление древесины скалыванию, определяемое по формуле (42), может быть представлено в виде

$$R_{ск}^{cp} = k_{ск} R_{ск}, \quad (43)$$

где  $R_{ск}$  — расчетное сопротивление древесины скалыванию (для максимального напряжения);

$k_{ск}$  — коэффициент, принимаемый в зависимости от отношения  $\frac{l_{ск}}{e}$  и условий работы рассматриваемого соединения.

Разрешается принимать расчетное среднее по площадке скалывания сопротивление древесины скалыванию в соединениях согласно примечанию 4 к табл. 4 СНиП II-V. 4-62. Коэффициент  $k_{кс}$  для расчета соединений на скалывание принимается по табл. 13 СНиП II-V. 4-62.

Расчетное сопротивление древесины местному смятию поперек волокон на части длины определяют по формуле

$$R_{см 90^\circ} = R_{с 90^\circ} \left( 1 + \frac{8}{l_{см} + 1,2} \right), \quad (44)$$

где  $R_{с 90^\circ}$  — расчетное сопротивление древесины сжатию и смятию по всей поверхности поперек волокон (под углом  $90^\circ$ );

$l_{см}$  — длина площадки смятия вдоль волокон древесины в см.

Расчетное сопротивление древесины смятию под углом  $\alpha$  к направлению волокон определяют по формуле

$$R_{см \alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left( \frac{R_{см}}{R_{см 90^\circ}} - 1 \right) \sin^3 \alpha}. \quad (45)$$

Расчетное сопротивление древесины скалыванию под углом  $\alpha$  к направлению волокон определяется по формуле

$$R_{ск \alpha} = \frac{R_{ск}}{1 + \left( \frac{R_{ск}}{R_{см 90^\circ}} - 1 \right) \sin^3 \alpha}. \quad (46)$$

Разрешается принимать расчетное среднее сопротивление скалыванию древесины  $R_{ск}^{cp}$  для сосны и ели в лобовых врубках при учете длины скалывания не более двух толщин брутто элемента и 10 глубин врезки  $R_{ск}^{cp} = 12 \text{ кг/см}^2$ .

## § 14. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

*Пример 13.* Верхний пояс фермы в опорном узле примыкает к нижнему поясу. Требуется рассчитать опорный узел. Ферма делается из сосновой древесины.

Дано: поперечное сечение верхнего пояса  $14 \times 20$  см, поперечное сечение нижнего —  $14 \times 18$  см; расчетное усилие в верхнем поясе  $N = 6500$  кг; уклон верхнего пояса  $i = 1 : 3$   $\operatorname{tg} \alpha = 0,333$ ;  $\alpha = 18^\circ 25'$ ;  $\sin \alpha = 0,315$ ;  $\cos \alpha = 0,949$ ;  $R_c = 130$  кг/см<sup>2</sup>;  $R_{\text{см}90} = 30$  кг/см<sup>2</sup>;  $R_{\text{ск}} = 24$  кг/см<sup>2</sup>.

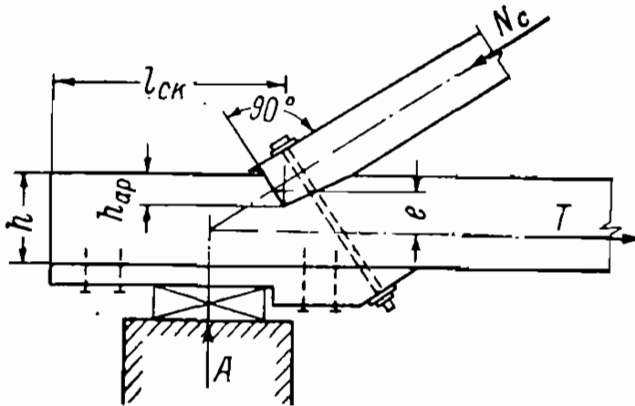


Рис. 25. Конструкция опорного узла с ортогональной лобовой врубкой

*Решение.* Расчетное усилие в нижнем поясе

$$T = N \cos \alpha = 6500 \cdot 0,949 = 6170 \text{ кг.}$$

Расчетное сопротивление смятию при  $\alpha = 18^\circ 25'$  определяется по формуле (45)

$$R_{\text{см}\alpha} = \frac{130}{1 + \left( \frac{130}{30} - 1 \right) \cdot 0,315^3} = 118 \text{ кг/см}^2.$$

Расчет на смятие ведем по преобразованной формуле (40):

$$\frac{N_{\text{см}}}{F_{\text{см}}} \leq R_{\text{см}\alpha};$$

$$F_{\text{см}} = \frac{bh_{\text{вр}}}{\cos \alpha}.$$

Подставляя данные, получим

$$h_{\text{вр}} = \frac{6500 \cdot 0,949}{14 \cdot 118} = 3,72 \approx 4 \text{ см} < \frac{1}{3} \cdot 18 = 6 \text{ см.}$$

Следовательно, достаточно одного зуба.

Расчет на скалывание производим по формуле (42)

$$l_{\text{ск}} = \frac{N_{\text{ск}}}{R_{\text{ск}}b - \frac{N_{\text{ск}}\beta}{e}} = \frac{6170}{24 \cdot 14 - \frac{6170 \cdot 0,25}{0,5 \cdot 18}} = 37,4 \text{ см.}$$

Принимаем  $l_{\text{ск}} = 38 \text{ см} < 10h_{\text{вр}} = 40 \text{ см.}$

Длина площади скалывания не должна быть менее  $l_{\text{ск}} > 1,5h = 1,5 \cdot 18 = 27 \text{ см} < 38 \text{ см.}$  Конструкция узла показана на рис. 25.

**Пример 14.** В сосновую лагу с поперечным сечением  $20 \times 24$  см врубается сосновая стойка размерами в поперечном сечении  $20 \times 20$  см. Против боковых перемещений стойки по лаге в центр ее поперечного сечения вставлен стальной штырь  $d=2,0$  см.

Требуется определить несущую способность узла.

**Решение.** Вариант 1 (рис. 26). Стойка опирается на лагу площадью  $F_{бр} = 20 \cdot 20 = 400$  см<sup>2</sup>. Вычитая площадь штыря  $F_{шт} = 0,785 \cdot 2^2 = 3,2$  см<sup>2</sup>, получим  $F_{нт} = 400 - 3,0 = 397$  см<sup>2</sup>.

Расчетное сопротивление на местное смятие поперек волокон в опорных плоскостях конструкции согласно СНиП II-V. 4-62, табл. 4, п. 5а  $R_{см} = 24$  кг/см<sup>2</sup>. Следовательно, несущая способность узла  $N = 397 \cdot 24 = 9520$  кг.

Вариант 2. Вместо того чтобы непосредственно опереть стойку на поверхность лаги, стойка врубается в лагу на глубину  $\frac{1}{4} h_{лаг} = \frac{24}{4} = 6$  см, причем под углом  $45^\circ$  делаются две наклонные плоскости. В центре горизонтальной площадки также устанавливается стальной штырь  $d=2$  см. В этом случае расчетное сопротивление смятию на наклонных плоскостях под углом  $45^\circ$  определяется по формуле (45)

$$R_{см\alpha} = \frac{130}{1 + \left(\frac{130}{24} - 1\right) 0,707^3} = 49 \text{ кг/см}^2,$$

где  $R_{см} = 130$ ;  $R_{см 90} = 24$ ;  $\sin 45^\circ = \cos 45^\circ = 0,707$ ;  $Q_1 = Q_2$ ;  $N_1 = N_2 = Q \cos 45^\circ$ .

Площадь проекции наклонной плоскости под углом  $45^\circ$  на горизонтальную линию  $F_{пр} = 20 \cdot 6 = 120$  см<sup>2</sup>.

Реактивное усилие

$$N_1 = 120 \cdot 49 \cdot 0,707 = 4160 \text{ кг};$$

$$N_3 = 24 [20 (20 - 2 \cdot 6) - 3] = 3760 \text{ кг}.$$

Полная реактивная несущая способность узла

$$N = 2 \cdot 4160 + 3760 = 12080 \text{ кг}.$$

Сопоставляя результаты первого варианта с результатом второго, находим, что конструктивный прием второго варианта повысил несущую способность на

$$\frac{12080 - 9520}{9520} \cdot 100 = 27\%.$$

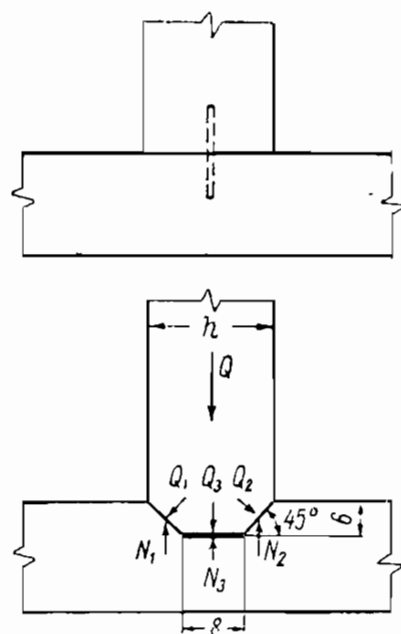


Рис. 26. К примеру 16. Повышение несущей способности узла





## Глава VI

# ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

### § 15. РАСЧЕТ БАЛОК ЦЕЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

Самыми распространенными изгибаемыми элементами в деревянных конструкциях являются балки, прогоны, настилы, обрешетка, стропильные ноги и др. Надежная работа деревянных изгибаемых элементов обеспечивается применением качественных материалов и хорошим мастерством изготовления их.

Несущая способность изгибаемых элементов зависит от формы их поперечного сечения и длины пролета. Обычно балки, прогоны, стропильные ноги пролетом до 6 м проектируются цельного сечения, а при пролетах больше 6 м — составного из двух и больше элементов на нагелях.

Балки цельного сечения можно выполнять из древесины II категории как из леса хвойных пород, так и из леса мягких пород — осины, тополя и др.

Расчет изгибаемых элементов на прочность при простом изгибе производится по формуле

$$R_n = \frac{M}{W_{\text{расч}}}, \quad (47)$$

а при косом изгибе — по формуле

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq [R_n]. \quad (48)$$

Расчет прочности на скалывание производится по формуле (27).

Расчет на жесткость (прогиб) при равномерно распределенной нагрузке производится по формуле (25), а при косом изгибе — по формуле

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \leq [f]. \quad (50)$$

## § 16. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

*Пример 15.* Из условий прочности и жесткости определить несущую способность балки сечением  $16 \times 23$  см, пролетом  $l = 6,2$  м, предназначенную для чердачного перекрытия гражданского здания, если на балку действуют нагрузки:

	кг/м <sup>2</sup>
постоянная (собственный вес чердачного перекрытия):	
шлак слоем толщиной 15 см $0,15 \cdot 900$ . . . . .	135
толевая прокладка . . . . .	2
щитовый настил $0,04 \cdot 500$ . . . . .	20
штукатурка $0,015 \cdot 1600$ . . . . .	24
вес балки $\frac{0,16 \cdot 0,23}{0,9} \cdot 500$ . . . . .	20
Итого . . . . .	$q_1^H = 201$
временная (табл. 9) . . . . .	$p^H = 75$
Полная нормативная . . . . .	$q_1^H = 276$

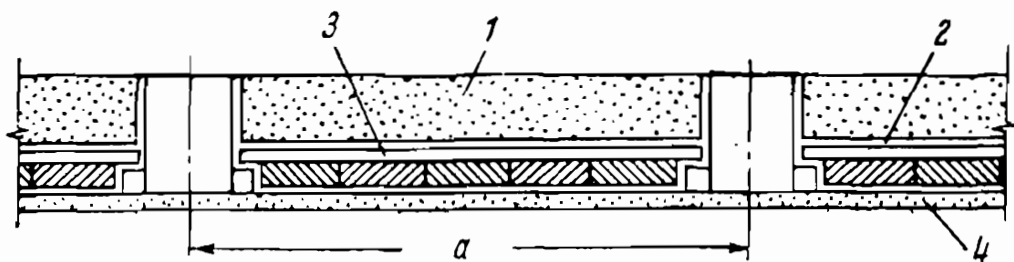


Рис. 27. Конструкция чердачного перекрытия  
1 — шлак; 2 — толевая прокладка; 3 — щитовой настил; 4 — штукатурка

Расстояние между балками в осях  $a = 0,9$  м (рис. 27); коэффициенты перегрузки принимаются по табл. 9; расчетные нагрузки приведены в табл. 18.

Расчетное сопротивление для сосны  $R_H = 150$  кг/см<sup>2</sup> (табл. 5); модуль упругости  $E = 10^5$  кг/см<sup>2</sup>; прогиб  $f = \frac{1}{200}$ .

Нагрузки, приходящиеся на 1 пог. м балки, в кг  
при расстоянии между балками  $a = 0,9$  м

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
Постоянная:			
утеплитель (шлак, толевая прокладка, штукатурка) . . . . .	145	1,2	174
остальная часть собственного веса конструкции чердачного перекрытия . . . . .	36	1,1	40
Временная . . . . .	67,5	1,4	95
Итого . . . . .	$q^H = 249$		$q = 309$

### 1. РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ

Момент сопротивления сечения

$$W = \frac{16 \cdot 23^2}{6} = 1411 \text{ см}^3.$$

Изгибающий момент определяем по формуле (47)

$$M = 1411 \cdot 150 = 211\,650 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Из формулы изгибающего момента для простой балки при равномерно распределенной нагрузке найдем

$$q = \frac{8M}{l^2} = \frac{2116 \cdot 8}{6,2^2} = 440 \text{ кг/м} > 309 \text{ кг/м}.$$

### 2. РАСЧЕТ НА ЖЕСТКОСТЬ

Момент инерции сечения относительно нейтральной оси

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{16 \cdot 23^3}{12} = 16\,223 \text{ см}^4.$$

Прогиб балки определяем по формуле (25)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,49 \cdot 620^4}{10^6 \cdot 16\,223} = 2,96 \text{ см}.$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{2,96}{620} = \frac{1}{209} < \frac{1}{200}.$$

Несущая способность балки удовлетворяет требованиям прочности и жесткости.

**Пример 16.** Рассчитать и за-проектировать балку, лежащую на двух опорах с защемленными концами, по следующим данным: расчетный пролет  $l=6$  м; нагрузки: постоянная  $q^H = 300$  кг/м, временная  $p^H=150$  кг/м и сосредоточенная посередине пролета  $P^H = 1000$  кг; материал — сосна II категории влажностью 25%; расчетные сопротивления принимаются по табл. 5 и 6:  $R_H = 160 \cdot 0,85 = 136$  кг/см<sup>2</sup>;  $R_{ск} = 24 \cdot 0,85 = 20,4$  кг/см<sup>2</sup>;  $R_{с90} = 24 \cdot 0,85 = 20,4$  кг/см<sup>2</sup>; коэффициент перегрузки принимается по табл. 9; модуль упругости  $E = 10^5 \cdot 0,85 = 85\,000$  кг/см<sup>2</sup>; прогиб  $f = \frac{1}{250} l$ ; величина сбега бревна равна 1 см/м; расчетные нагрузки приведены в табл. 19.

Расчетная схема представлена на рис. 28.

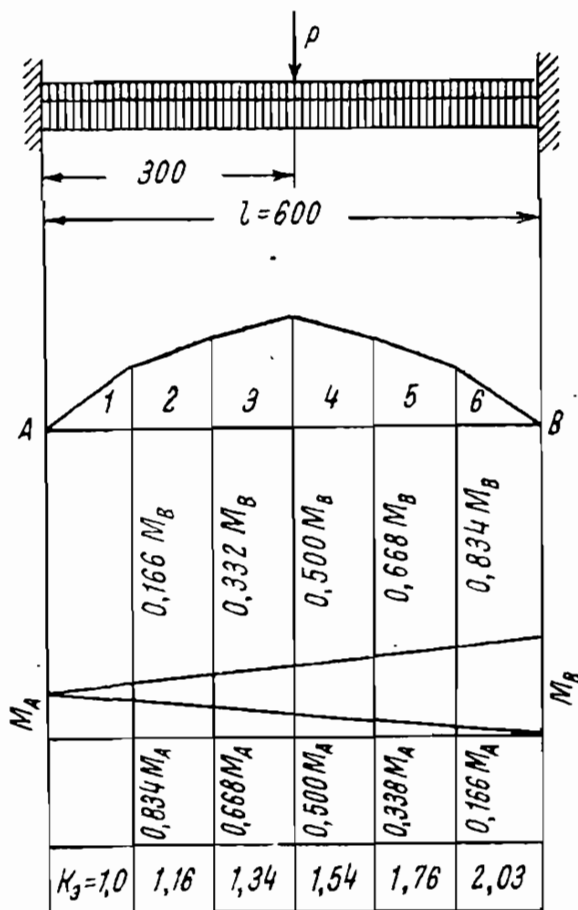


Рис. 28. Расчетная схема балки с эпюрами изгибающих моментов в пролете и на опорах

Таблица 19

Нагрузки, приходящиеся на 1 пог. м балки, в кг

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
Собственный вес балки . . . . .	50	1,1	55
Постоянная равномерно распределенная . . . . .	300	1,2	360
Временная . . . . .	150	1,4	210
Итого . . . . .	$q^H = 500$		$q = 625$
Сосредоточенная . . . . .	$P^H = 1000$	1,4	$P = 1400$

### 1. РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ

Предварительно принимаем, что балка постоянного сечения. Тогда изгибающий момент на опоре

$$M_{оп} = \frac{Pl}{8} + \frac{ql^2}{12} = \frac{1400 \cdot 600}{8} + \frac{625 \cdot 6 \cdot 600}{12} = 105\,000 + 187\,500 = 292\,500 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления определяем по формуле (47)

$$W_{\text{тр}} = \frac{292\,500}{136} = 2150 \text{ см}^3.$$

Этому моменту сопротивления удовлетворяет бревно диаметром  $d=28 \text{ см}$ .

Учитывая, что при уточнении расчета опорный момент со стороны тонкого конца бревна значительно уменьшится, примем сечение бревна на опоре  $d=25,5 \text{ см}$ .

Тогда изменение момента инерции относительно центра тяжести сечения по длине бревна выразится в следующем виде: через  $0,95 \text{ м}$  от опоры

$$d = 26 \text{ см}; \quad I_{26} = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 26^4}{64} = 22\,432 \text{ см}^4;$$

$$k_{26} = 1;$$

через  $1,5 \text{ м}$  от опоры

$$d = 27 \text{ см}; \quad I_{27} = 26\,087 \text{ см}^4; \quad k_{27} = 1,16;$$

через  $2,5 \text{ м}$  от опоры

$$d = 28 \text{ см}; \quad I_{28} = 30\,172 \text{ см}^4; \quad k_{28} = 1,34;$$

через  $3,5 \text{ м}$  от опоры

$$d = 29 \text{ см}; \quad I_{29} = 34\,717 \text{ см}^4; \quad k_{29} = 1,54;$$

через  $4,5 \text{ м}$  от опоры

$$d = 30 \text{ см}; \quad I_{30} = 39\,761 \text{ см}^4; \quad k_{30} = 1,76;$$

через  $5,5 \text{ м}$  от опоры

$$d = 31 \text{ см}; \quad I_{31} = 45\,333 \text{ см}^4; \quad k_{31} = 2,03.$$

Пользуясь уравнениями совместности деформаций, получим:

$$\theta_A = 0; \quad \theta_{AP} - \theta_{AA} - \theta_{AB} = 0.$$

Для определения углов поворота  $\theta_A$  применим способ фиктивных нагрузок, приведенных в табл. 20.

Величины опорных моментов получим из уравнений:

$$139,10 - 28,39M_A - 17,5M_B = 0;$$

$$162,52 - 17,49M_A - 42,82M_B = 0;$$

$$M_A = \frac{139,10 \cdot 42,82 - 162,52 \cdot 17,5}{28,39 \cdot 42,82 - 17,49 \cdot 17,50} = 3,28 \text{ Тм};$$

$$M_B = \frac{-139,10 \cdot 17,49 + 162,52 \cdot 28,39}{28,39 \cdot 42,82 - 17,49 \cdot 17,50} = -2,30 \text{ Тм}.$$

## Фиктивные нагрузки

 $\Sigma P_{\text{фгр}}$ 

№ участка	$\omega_i$	$k_i$	$r_{iB}$	$\omega_i k_i r_{iB}$	$r_{iA}$	$\omega_i k_i r_{iA}$
1	2,27	1,0	5,33	12,1	0,67	1,52
2	2,37	1,16	4,67	12,3	1,33	3,50
	3,90	1,16	4,33	19,6	1,67	7,6
3	3,90	1,34	3,67	19,2	2,33	12,2
	4,91	1,34	3,33	22,0	2,67	17,6
4	4,91	1,54	2,67	20,3	3,33	25,2
	3,90	1,59	2,33	14,0	3,67	22,0
5	3,90	1,76	1,67	11,5	4,33	29,8
	2,27	1,76	1,33	5,30	4,67	18,6
6	2,27	2,03	0,67	3,10	5,33	24,50
Итого . . . . .				139,10		162,52

 $M_{A\text{ф}}$ 

1	1,0	1,0	5,67	5,67	0,33	0,33
	0,834	1,00	5,33	4,46	0,67	0,56
2	0,834	1,16	4,67	4,50	1,33	1,29
3	0,668	1,34	3,67	3,35	2,33	2,13
	0,500	1,34	3,33	2,24	2,57	1,79
4	0,500	1,59	2,67	2,05	3,33	2,57
	0,333	1,54	2,33	1,19	3,67	1,88
5	0,332	1,76	1,67	0,98	4,33	2,52
	0,162	1,76	1,33	0,38	4,67	1,33
6	0,166	2,03	0,67	0,23	5,33	1,80
Итого . . . . .				28,39		17,49

 $M_{B\text{ф}}$ 

1	0,166	1,0	5,33	0,89	0,67	0,11
2	0,166	1,16	4,67	0,90	1,33	0,26
	0,332	1,16	4,33	1,68	1,67	0,65
3	0,332	1,39	3,67	1,63	2,33	1,03
	0,500	1,34	3,33	2,23	2,67	1,79
4	0,500	1,54	2,67	2,05	3,33	2,55
	0,668	1,54	2,33	2,40	3,67	3,78
5	0,668	1,76	1,67	1,96	4,33	5,10
	0,834	1,76	1,33	1,95	4,67	6,85
6	0,834	2,03	0,67	1,14	5,33	9,10
	1,100	2,03	0,33	0,67	5,67	11,50
Итого . . . . .				17,50		42,82

Окончательные эпюры моментов и поперечных сил показаны на рис. 29.

Подбор сечения производим в соответствии с действующими изгибающими моментами на опорах и в пролете.

Изгибающий момент на опоре  $B$   $M_B = 2,30$  Тм.

Требуемый момент сопротивления находим по формуле (47)

$$W_{\text{тр}} = \frac{230\,000}{136} = 1690 \text{ см}^3.$$

Этому моменту сопротивления удовлетворяет бревно  $d = 26$  см, момент сопротивления которого  $W = 1726 \text{ см}^3 > 1690 \text{ см}^3$ .

Изгибающий момент в середине пролета  $M = 2,15$  Тм, т. е. меньше, чем на опоре.

Изгибающий момент на опоре  $A$   $M_A = 3,28$  Тм.

Требуемый момент сопротивления

$$W_{\text{тр}} = \frac{328\,000}{136} = 2410 \text{ см}^3.$$

С учетом сбega этому моменту сопротивления будет удовлетворять на опоре  $A$  бревно диаметром  $d = 26 + 6 = 32$  см, момент сопротивления которого

$$W = 3217 \text{ см}^3 > 2410 \text{ см}^3.$$

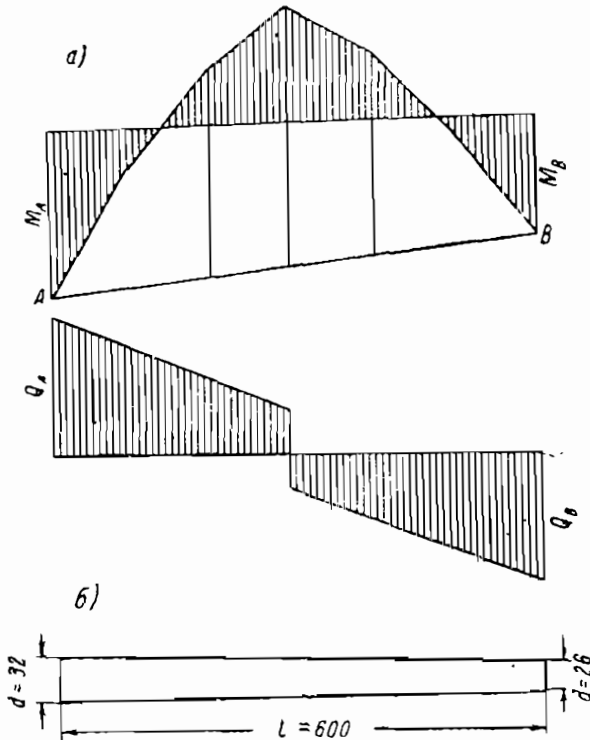


Рис. 29. Расчетная схема  
а — эпюры изгибающих моментов и поперечных сил; б — схема балки

## 2. ПРОВЕРКА НА СКАЛЫВАНИЕ

Поперечная сила на опоре  $A$   $Q = 2741$  кг.

Напряжение на скалывание определяем по формуле (27)

$$t = \frac{QS}{Ib} = \frac{Q}{0,589d^2} = \frac{2741}{0,589 \cdot 26^2} = 6,9 \text{ кг/см}^2 < [R_{\text{ск}}] = 20,4 \text{ кг/см}^2.$$

## 3. РАСЧЕТ НА ЖЕСТКОСТЬ

Прогиб проверяем в середине пролета, где с учетом сбega бревно будет иметь  $d = 29$  см.

Момент инерции бревна относительно центра тяжести сечения

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 29^4}{64} = 34\,719 \text{ см}^4.$$

Прогиб балки определяем по формулам (25) и (26)

$$f = \frac{Pl^3}{48EI} + \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H l^4}{EI} - \frac{Ml^2}{8EIn_{cp}} = \frac{600^2}{85\,000 \cdot 34\,719} \times \\ \times \left( \frac{1000 \cdot 600}{48} + \frac{5}{384} \cdot 500 \cdot 6 \cdot 600 - \frac{282\,000}{8 \cdot 1,3} \right) = \frac{1}{8,5 \cdot 0,965} (12,5 + \\ + 23,5 - 27,2) = 1,1 \text{ см,}$$

где  $M$  — среднее значение изгибающих опорных моментов:

$$M = \frac{3,28 + 2,36}{2} = 2,82 \text{ Тм;}$$

здесь  $n_{cp}$  — усредненный коэффициент перегрузки, равный 1,3.

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{1,1}{600} = \frac{1}{550} < \frac{1}{250}.$$

#### 4. ПРОВЕРКА НА ЗЫБКОСТЬ

Проверку на зыбкость производим на сосредоточенную нагрузку  $P=60$  кг по формуле (26)

$$f = \frac{6,0 \cdot 600^3}{48 \cdot 85\,000 \cdot 34\,719} = 0,009 \text{ см.}$$

Полученная величина прогиба оказалась ничтожно малой.

### § 17. УПРОЩЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ПРЯМОУГОЛЬНЫХ БАЛОК ЦЕЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

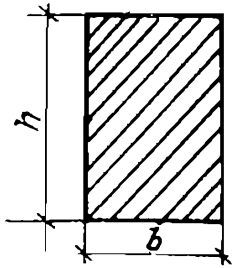
В практике проектирования часто приходится прибегать к упрощенным методам расчета несущих элементов. Один из таких способов и предлагается для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения.

Пользуясь табл. 21, по заданному пролету и нагрузке без предварительного подсчета наибольшего изгибающего момента и требуемого момента сопротивления можно определить необходимые размеры поперечного сечения свободно лежащей балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой.

Для определения сторон поперечного сечения  $b$  и  $h$  находят отношение пролета  $l$  к расчетной нагрузке  $q \left( \frac{l}{q} \right)$ , затем в табл. 21 по вычисленному отношению находят значение коэффициентов  $\alpha$  и  $\beta$ .



Таблица для определения наиболее выгодных размеров поперечного сечения прямоугольных балок по пролету и нагрузке



$l$  — пролет в м;  $h = \alpha l$  в см;  
 $q$  — нагрузка в кг на 1 пог. см;  $b = \beta q$  в см.

Расчетные сопротивления											
$R_{н} = 100 \text{ кг/см}^2$			$R_{н} = 120 \text{ кг/см}^2$			$R_{н} = 130 \text{ кг/см}^2$			$R_{н} = 150 \text{ кг/см}^2$		
Значения отношения $l : q$ и коэффициентов $\alpha$ и $\beta$											
$l : q,$ см·кг/см	$\alpha$	$\beta$	$l : q,$ см·кг/см	$\alpha$	$\beta$	$l : q,$ см·кг/см	$\alpha$	$\beta$	$l : q,$ см·кг/см	$\alpha$	$\beta$
150	4,12	4,42	150	3,91	4,17	150	3,77	3,82	150	3,61	3,90
145	4,17	4,32	134	4,02	3,97	125	4,01	3,65	138	3,71	3,65
120	4,62	3,94	125	4,12	3,69	120	4,09	3,51	120	3,88	3,36
100	4,74	3,40	110	4,21	3,64	110	4,22	3,33	110	4,00	3,16
90	5,02	3,00	100	4,45	3,32	100	4,36	3,08	100	4,13	2,96
74	5,21	2,76	92	4,57	3,01	90	4,54	2,91	90	4,24	2,81
43	6,25	1,92	83	4,71	2,82	83	4,60	2,73	83	4,35	2,63
18	8,33	1,08	80	4,80	2,73	75	4,80	2,54	75	4,58	2,47
9	10,40	0,69	75	4,89	2,63	67	4,92	2,35	70	4,68	2,34
			70	5,02	2,54	58	5,13	2,17	66	4,72	2,26
			66	5,13	2,43	50	5,62	2,00	58	5,01	2,10
			58	5,32	2,22	42	5,80	1,73	50	5,22	1,88
			50	5,60	2,00	33	6,25	1,49	42	5,51	1,63
			42	5,95	1,78				33	5,90	1,43
			33	6,45	1,35						

Примечание. Приведенные в таблице коэффициенты соответствуют прогибу  $f = \frac{1}{200} l$ .

Высота сечения определяется по формуле

$$h = \alpha l, \tag{51}$$

где  $l$  принимается в м;

$h$  получаем в см.

Ширина сечения определяется по формуле

$$b = \beta q, \tag{52}$$

где  $q$  — расчетная нагрузка, приходящаяся на 1 пог. см;

$b$  получаем в см;

При этом отношение сторон  $b : h$  близко к отношению 5 : 7.

Если на балку действуют сосредоточенные грузы, то для определения сечения балки эти грузы приводят к эквивалентной равномерно распределенной нагрузке по формуле

$$q_3 = \frac{8M}{l^2}. \quad (53)$$

Если вычисленное отношение  $l : q$  не совпадает с табличным, значение коэффициентов  $\alpha$  и  $\beta$  принимают по интерполяции.

Данная таблица составлена для допустимого прогиба  $f = \frac{1}{200} l$ . При других прогибах рекомендуется пользоваться поправочными коэффициентами к табличным показателям:

$$\text{при прогибе } f = \frac{1}{250} l$$

$$k_\alpha = 1,05;$$

$$k_\beta = 1,04;$$

$$\text{при прогибе } f = \frac{1}{300} l$$

$$k_\alpha = 1,12;$$

$$k_\beta = 1,09;$$

$$\text{при прогибе } f = \frac{1}{400} l$$

$$k_\alpha = 1,16;$$

$$k_\beta = 1,13,$$

где  $k_\alpha$  и  $k_\beta$  — поправочные коэффициенты.

## § 18. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

*Пример 17.* Подобрать прямоугольное сечение свободно лежащей балки пролетом  $l = 3,6$  м по следующим данным: расчетная равномерно распределенная нагрузка  $q = 500$  кг/м; нормативная нагрузка  $q^н = 400$  кг/м; материал — осина с расчетным сопротивлением  $R_{и} = 120$  кг/см<sup>2</sup>; модуль упругости  $E = 10^5$  кг/см<sup>2</sup>; допустимый прогиб  $f = \frac{1}{200} l$ .

*Решение.* Отношение

$$\frac{l}{q} = \frac{360}{5} = 72.$$

Интерполируя по табл. 21, находим значение коэффициентов:  $\alpha = 4,97$ ;  $\beta = 2,56$ .

Высота сечения

$$h = 4,97 \cdot 3,60 = 17,89 \text{ см};$$

ширина сечения

$$b = 2,56 \cdot 5 = 12,80 \text{ см}.$$

Принимаем сечение  $b \times h = 13 \times 18 \text{ см}$ , что близко к  $\frac{5}{7}$ .

Тогда момент сопротивления

$$W = \frac{13 \cdot 18^2}{6} = 702 \text{ см}^3.$$

*Проверка.*

Изгибающий момент

$$M = \frac{500 \cdot 3,6^2}{8} = 810 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления определяем по формуле (47)

$$W_{\text{тр}} = \frac{81000}{120} = 675 \text{ см}^3 < 702 \text{ см}^3.$$

Прогиб балки определяем по формуле (25)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{4,00 \cdot 360^4}{10^5 \cdot 6318} = 1,4 \text{ см},$$

где момент инерции

$$I = \frac{13 \cdot 18^3}{12} = 6318 \text{ см}^4.$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{1,4}{360} = \frac{1}{257} < \frac{1}{200}.$$

*Пример 18.* Подобрать прямоугольное сечение свободно лежащей балки пролетом  $l=6 \text{ м}$  по следующим данным: расчетная равномерно распределенная нагрузка  $q=500 \text{ кг/м}$ ; нормативная нагрузка  $q^H=360 \text{ кг/м}$ ; материал — сосна с расчетным сопротивлением  $R_H=150 \text{ кг/см}^2$ ; модуль упругости  $E=10^5 \text{ кг/см}^2$ ; допустимый прогиб

$$f = \frac{1}{200} l.$$

*Решение.* Отношение

$$\frac{l}{q} = \frac{600}{5} = 120.$$

Интерполируя по табл. 21, находим значение коэффициентов:  $\alpha=3,88$ ;  $\beta=3,36$ .

Высота сечения

$$h = 3,88 \cdot 6 = 23,28 \text{ см};$$

ширина сечения

$$b = 3,36 \cdot 5 = 16,80 \text{ см}.$$

Принимаем сечение с отношением сторон

$$b:h = \frac{5}{7}, \text{ т. е. } b = 17 \text{ см}; \quad h = \frac{b \cdot 7}{5} = \frac{17 \cdot 7}{5} = 24 \text{ см}.$$

Тогда момент сопротивления

$$W = \frac{17 \cdot 24^2}{6} = 1632 \text{ см}^3.$$

Проверка. Изгибающий момент

$$M = \frac{500 \cdot 6^2}{8} = 2325 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

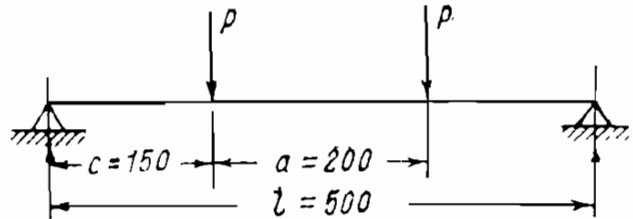


Рис. 30. Расчетная схема

Требуемый момент сопротивления определяем по формуле (47)

$$W_{\text{тр}} = \frac{232500}{150} = 1550 \text{ см}^3 < 1632 \text{ см}^3.$$

Прогиб балки определяем по формуле (25)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{3,6 \cdot 600^2}{10^5 \cdot 19584} = 3,06 \text{ см},$$

где момент инерции

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{17 \cdot 24^3}{12} = 19584 \text{ см}^4.$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{3,06}{600} = \frac{1}{196} \approx \frac{1}{200}.$$

*Пример 19.* На балку пролетом  $l=5$  м действуют два сосредоточенных груза  $P=1000$  кг, расположенные симметрично (рис. 30). Требуется определить сечение балки по следующим данным: материал балки — сосна с расчетным сопротивлением  $R_{\text{и}}=130$  кг/см<sup>2</sup>; нормативная нагрузка  $P_{\text{н}}=800$  кг; модуль упругости  $E=10^5$  кг/см<sup>2</sup>; допустимый прогиб

$$f = \frac{1}{200} l.$$

Тогда высота сечения

$$h = 4,16 \cdot 5,80 = 24,13 \text{ см};$$

ширина сечения

$$b = 4,26 \cdot 4 = 17,04 \text{ см}.$$

Принимаем  $b \times h = 17 \times 24 \text{ см}$ , что составляет

$$\frac{24}{17} = 1,41 \approx 1,4; \text{ т. е. отношение } \frac{5}{7}.$$

Момент инерции принятого сечения

$$I = \frac{17 \cdot 24^3}{12} = 19\,584 \text{ см}^4.$$

Прогиб балки

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,8 \cdot 580^4}{10^5 \cdot 19\,584} = 2,10 \text{ см}.$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{2,10}{580} = \frac{1}{276} < \frac{1}{250}.$$

## § 19. БАЛКИ РАВНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ИЗГИБАЮЩЕМУ МОМЕНТУ

В целях экономии древесины возможно проектировать балки равного сопротивления изгибающему моменту в любом сечении пролета, для чего круглое бревно или брус распиливают циркулярной пилой на две части (пластины, доски) или делают распил по середине, не доводя его до конца на 50—60 см, затем делают распор по распилу, и полученный промежуток заполняют доской.

В поперечном сечении такая балка будет иметь форму двутавра с наибольшей высотой посредине пролета (рис. 31, б, в).

В поперечном сечении такая балка будет иметь форму двутавра с наибольшей высотой посредине пролета (рис. 31, б, в).

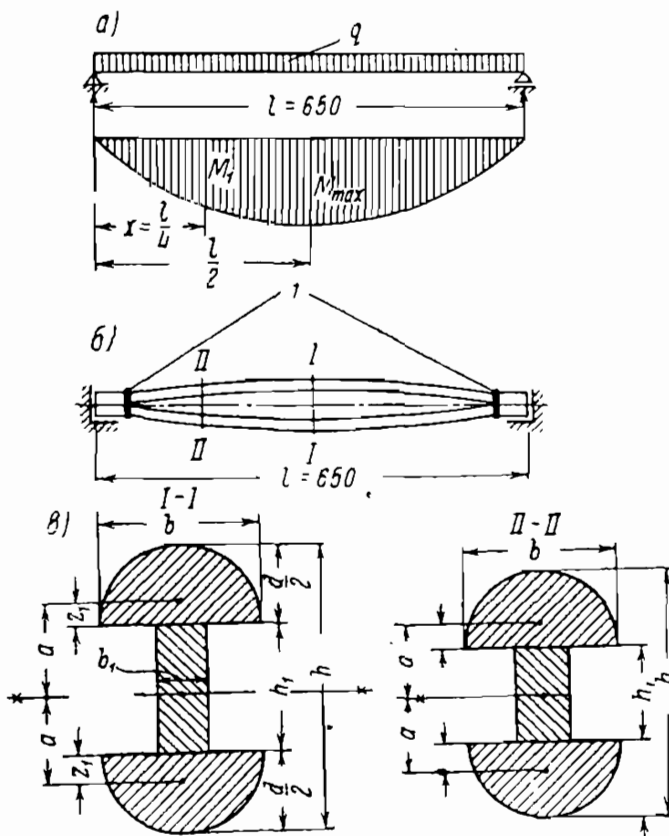


Рис. 31. Конструктивная схема балки

а — расчетная схема и эпюра  $M$ ;  
б — общий вид; в — поперечные сечения I-I и II-II; I — хомуты стальные

*Пример 21.* Рассчитать и запроектировать балку для перекрытия сельскохозяйственного здания равного сопротивления изгибающему моменту по длине пролета по следующим данным:

расчетный пролет балки  $l=6,5$  м; материал — осина I категории влажностью 15% с расчетным сопротивлением  $R_{и} = 150 \cdot 0,8 = 120$  кг/см<sup>2</sup>, расчетные временная и постоянная нагрузки  $q=400$  кг/м; нормативная нагрузка  $q''=220$  кг/м; модуль упругости  $E=10^5$  кг/см<sup>2</sup>; допустимый прогиб  $f=1/200$  l. Расчетная схема приведена на рис. 31, а.

## 1. РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ

Изгибающий момент

$$M_{\max} = \frac{400 \cdot 6,5^2}{8} = 2063 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления определяем по формуле (47)

$$W_{\text{тр}} = \frac{206300}{120} = 1719 \text{ см}^3.$$

Проектируя балку из круглого бревна  $d=20$  см и делая вставку в распор из доски толщиной 6 см, высотой посередине пролета  $h_1=10$  см, определяем момент инерции относительно нейтральной оси (рис. 31, в):

$$\begin{aligned} I &= 2I_x + 2Fa^2 + \frac{b_1 h_1^3}{12} = 2 \cdot 0,007d^4 + 2Fa^2 + \frac{b_1 h_1^3}{12} = \\ &= 2 \cdot 0,007 \cdot 20^4 + 2 \cdot 157 \cdot 9,2^2 + \frac{6 \cdot 10^3}{12} = \\ &= 2240 + 25577 + 500 = 28317 \text{ см}^4, \end{aligned}$$

где  $a = z_1 + \frac{h_1}{2} = 4,2 + 5 = 9,2$  см;

$$z_1 = 0,21d = 0,21 \cdot 20 = 4,2 \text{ см};$$

$$F = 0,393d^2 = 0,393 \cdot 20^2 = 157 \text{ см}^2 \text{ (приложение 4)}.$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{I}{\frac{h}{2}} = \frac{28317}{15} = 1888 \text{ см}^3 > 1719 \text{ см}^3.$$

Проверим прочность балки на расстоянии от опоры  $\frac{1}{4}$  l.

Решение. Изгибающий момент

$$M = P \cdot 1,5 = 1000 \cdot 1,5 = 1500 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Эквивалентная равномерно распределенная нагрузка определяется по формуле (53)

$$q_3 = \frac{8 \cdot 1500}{5^2} = 480 \text{ кг/м}.$$

Отношение

$$\frac{l}{q} = \frac{500}{4,8} = 104.$$

Интерполируя по табл. 21, находим значение коэффициентов:  $\alpha = 4,31$ ;  $\beta = 3,16$ .

Высота сечения

$$h = 4,31 \cdot 5 = 21,55 \text{ см};$$

ширина сечения

$$b = 3,16 \cdot 4,8 = 15,17 \text{ см}.$$

Принимаем сечение  $b \times h = 15 \times 22 \text{ см}$ .

Требуемый момент сопротивления определяем по формуле (47)

$$W_{\text{тр}} = \frac{150\,000}{130} = 1154 \text{ см}^3.$$

Расчетный момент сопротивления принятого сечения

$$W = \frac{15 \cdot 22^2}{6} = 1210 \text{ см}^3 > 1154 \text{ см}^3.$$

Прогиб в середине пролета определяем по формуле

$$f = \frac{P^{\text{н}} c}{24EI} (3l^2 - 4c^2) = \frac{800 \cdot 150}{24 \cdot 10^5 \cdot 13\,310} (3 \cdot 500^2 - 4 \cdot 150^2) = 2,48 \text{ см},$$

где момент инерции принятого сечения

$$I = \frac{15 \cdot 22^3}{12} = 13\,310 \text{ см}^4.$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{2,48}{500} \approx \frac{1}{200}.$$

*Пример 20.* Подобрать прямоугольное сечение свободно лежащей балки пролетом  $l = 5,8 \text{ м}$  по следующим данным: расчетная равномерно распределенная нагрузка  $q = 400 \text{ кг/м}$ ; нормативная нагрузка  $q^{\text{н}} = 280 \text{ кг/м}$ ; материал — осина с расчетным

сопротивлением  $R_{II}=120 \text{ кг/см}^2$ ; модуль упругости  $E=10^5 \text{ кг/см}^2$ ; допустимый прогиб

$$f = \frac{1}{200} l.$$

*Решение.* Отношение

$$\frac{l}{q} = \frac{580}{4} = 145.$$

Интерполируя по табл. 21, находим значение коэффициентов:  $\alpha=3,96$ ;  $\beta=4,10$ .

Высота сечения

$$h = 3,96 \cdot 5,8 = 22,97 \text{ см};$$

ширина сечения

$$b = 4,17 \cdot 4 = 16,68 \text{ см}.$$

Принимаем сечение балки  $b \times h = 16 \times 23$ , что составляет

$$\frac{h}{b} = \frac{23}{16} = 1,44 \approx \frac{5}{7}.$$

Момент сопротивления принятого сечения

$$W = \frac{16 \cdot 23^2}{6} = 1411 \text{ см}^3.$$

*Проверка.* Изгибающий момент

$$M = \frac{400 \cdot 5,8^2}{8} = 1682 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{\text{тр}} = \frac{168200}{120} = 1401 \text{ см}^3 < 1411 \text{ см}^3.$$

Прогиб балки определяем по формуле (25)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,8 \cdot 580^4}{10^5 \cdot 16222} = 2,53 \text{ см},$$

где момент инерции

$$I = \frac{16 \cdot 23^3}{12} = 16222 \text{ см}^4.$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{2,53}{580} = \frac{1}{229} < \frac{1}{200}.$$

Этот же пример решим при допустимом прогибе  $f = \frac{1}{250} l$ .

При этом же отношении  $\frac{l}{q} = 145$  найдем новое значение табличных коэффициентов с введением поправочных коэффициентов:

$$\alpha = 3,96 \cdot 1,05 = 4,16; \quad \beta = 4,10 \cdot 1,04 = 4,26.$$



Опорные реакции

$$R_A = R_B = \frac{400 \cdot 6,5}{2} = 1300 \text{ кг}.$$

Изгибающий момент в этом сечении

$$M_1 = R_A \frac{l}{4} - \frac{ql^2}{32} = 1300 \cdot 1,625 - 400 \frac{6,5^2}{32} = 1600 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Делаем вкладыш в этом сечении высотой  $h_2 = 5 \text{ см}$ .

Момент инерции в этом сечении относительно нейтральной оси

$$\begin{aligned} I &= 2I'_x + 2Fa^2 + \frac{b_1 h_1^3}{12} = 2 \cdot 0,007d^4 + 2 \cdot 0,393 \cdot 20^2 \cdot 6,7^2 + \frac{6 \cdot 5^3}{12} = \\ &= 2240 + 14\,085 + 63 = 16\,388 \text{ см}^4, \end{aligned}$$

где  $a = z_1 + \frac{h_2}{2} = 4,2 + 2,5 = 6,7 \text{ см}$ ;

$$z_1 = 0,21d + 0,21 \cdot 20 = 4,2 \text{ см (приложение 4)}.$$

Момент сопротивления в этом сечении

$$W = \frac{I}{\frac{h}{2}} = \frac{16\,388}{12,5} = 1315 \text{ см}^3.$$

Напряжение определяем по формуле (47)

$$\sigma = \frac{160\,000}{1315} \approx 120 \text{ кг/см}^2 = [R_H] = 120 \text{ кг/см}^2.$$

## 2. РАСЧЕТ НА ЖЕСТКОСТЬ

Определяем прогиб балки по формуле (25)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,20 \cdot 650^4}{10^6 \cdot 28\,317} = 1,8 \text{ см}.$$

Относительный прогиб  $\frac{f}{l} = \frac{1,8}{650} = \frac{1}{362} < \frac{1}{200}$ .

*Пример 22.* Рассчитать и запроектировать деревянную балку, предназначенную для перекрытия склада сельскохозяйственного здания, на чердаке которого будет размещен сеновал, по следующим данным: расчетный пролет балки  $l = 7,35 \text{ м}$ ; расстояние между осями балок  $a = 1,0 \text{ м}$ ; нагрузки: постоянные  $g^H$  —

в соответствии с рис. 32; временная от сена, равномерно распределенного по перекрытию при высоте навала  $h=2$  м с объемным весом  $\nu=0,1$  т/м<sup>3</sup>, определяется по формуле

$$p^n = \frac{l_{св} a h \nu}{F} = \frac{7 \cdot 1,0 \cdot 2,0 \cdot 0,1}{7} = 0,2 \text{ т/м}^2;$$

коэффициенты перегрузки принимаются по табл. 9; материал для балки — осина II категории, расчетные сопротивления принимаются по табл. 5 и 6  $R_{II} = 130 \cdot 0,8 = 104$  кг/см<sup>2</sup>; модуль упругости  $E = 10^5$  кг/см<sup>2</sup> прогиб балки  $f = 1/200$  l.

**Решение.** Балку проектируем равного сопротивления изгибающему моменту из бревна, распиленного на пластины, которые сдвинуты одна относительно другой на длину пролета  $l=7,5$  м. Пластины скреплены между собой болтами и деревянными нагелями. Нагрузки, действующие на 1 пог. м балки при расстоянии между ними  $a=1$  м в кг:

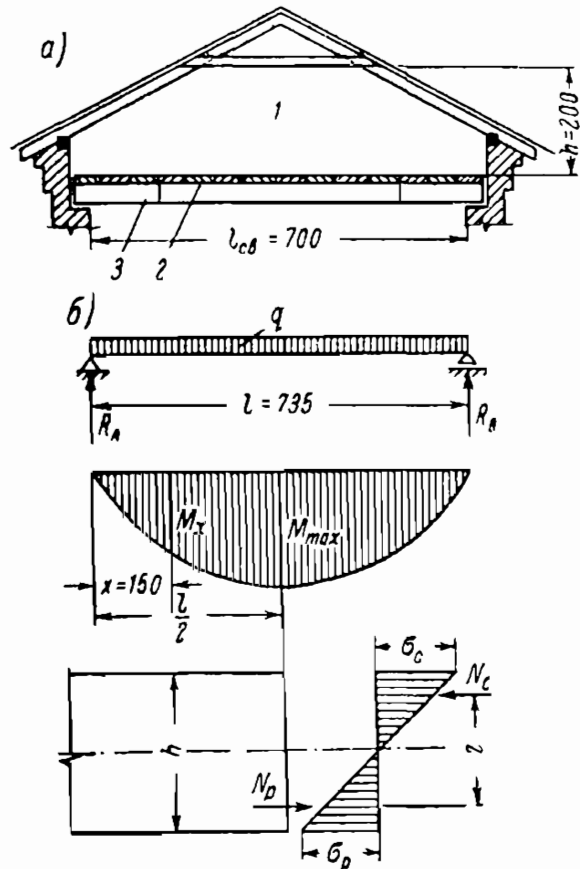


Рис. 32. Конструктивная схема перекрытия

а — общий вид; 1 — сено; 2 — настил из досок; 3 — балка; б — расчетные схемы и эпюра M

а) нормативные:	
постоянная от настила при толщине досок 4 см . . . . .	20
собственный вес балки определяется по эмпирической формуле (37) $q_{св} = \frac{20 + 206}{1000} - 1$ . . . . .	18
	9.7,35

Итого . . . . .	$g^n = 38$
временная от сена $200 \cdot 1$ . . . . .	$p^n = 200$

Полная нормативная . . . . .  $q^n = 238$

б) расчетные:	
постоянная $g=38 \cdot 1,1$ . . . . .	42
временная $p=200 \cdot 1,4$ . . . . .	280

Полия расчетная . . . . .  $q = 322$

## 1. РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ

Максимальный изгибающий момент

$$M_{\max} = \frac{322 \cdot 7,35^2}{8} = 2173,5 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления определяем по формуле (47)

$$W_{\text{тр}} = \frac{217350}{130 \cdot 0,8} = 2090 \text{ см}^3.$$

Проектируем балку из двух пластин  $\frac{d}{2}$  и, вводя коэффициент  $k=0,9$  ослабления сечения нагелями, определяем диаметр бревна.

Из формулы  $W_{\text{тр}} = \frac{k\pi d^3}{32}$  находим:

$$d = \sqrt[3]{\frac{2090 \cdot 32}{0,9 \cdot 3,14}} = 28,7 \text{ см}.$$

Принимаем диаметр  $d=30 \text{ см}$  и, сделав распил на пластины, раздвигаем их на  $1,5 \text{ м}$  от опор.

Проверим прочность сечения на расстоянии  $x=1,5 \text{ м}$  от опоры.

Опорные реакции

$$R_A = R_B = \frac{ql_{\text{св}}}{2} = \frac{322 \cdot 7}{2} = 1127 \text{ кг},$$

где  $l_{\text{св}}$  — пролет балки в свету.

Изгибающий момент в этом сечении

$$M_x = R_A x - \frac{qx^2}{2} = 1127 \cdot 1,5 - \frac{322 \cdot 1,5^2}{2} = 1328,25 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления для осины определяем по формуле (47)

$$W_{\text{тр}} = \frac{1328,25}{130 \cdot 0,8} = 1277 \text{ см}^3.$$

Момент сопротивления пластины

$$W = \frac{\pi d^3}{2 \cdot 32} = \frac{3,14 \cdot 30^3}{2 \cdot 32} = 1325 \text{ см}^3 > 1277 \text{ см}^3.$$

## 2. РАСЧЕТ НА ЖЕСТКОСТЬ

Момент инерции круглого сечения относительно нейтральной оси

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 30^4}{64} = 39741 \text{ см}^4.$$

Прогиб балки находим по формуле (25)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,38 \cdot 735^4}{10^5 \cdot 39741} = 2,26 \text{ см.}$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{2,26}{735} = \frac{1}{325} < \frac{1}{200}.$$

### 3. РАСЧЕТ НАГЕЛЬНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Соединение пластин между собой на длине участка 4,5 м производим болтами  $d=19$  мм и дубовыми нагелями  $d=20$  мм (рис. 33).

От действия вертикальной нагрузки в сечении возникают растягивающие и сжимающие усилия, величины которых

$$N_p = N_c = \frac{M}{z} = \frac{217300}{20} = 10865 \text{ кг},$$

где  $z$  — плечо внутренних сил, равное 20 см.

Несущая способность односторонних нагелей из условий их работы на изгиб:

а) для стального нагеля (табл. 22)

$$T_6 = 250d^2 = 250 \cdot 1,9^2 = 902,5 \text{ кг};$$

б) для дубового нагеля (табл. 22)

$$T_{\text{наг}} = 65d^2 = 65 \cdot 2^2 = 260 \text{ кг}.$$

Болты ставим в 4 ряда — по два в ряд.

Усилие, воспринимаемое болтами,

$$T = \frac{8T_6}{2} = \frac{8 \cdot 902,5}{2} = 3610 \text{ кг}.$$

Остальное усилие передаем на дубовые нагели

$$N = 10865 - 3610 = 7255 \text{ кг}.$$

Необходимое количество дубовых нагелей

$$n = \frac{2 \cdot 7255}{260} = 56 \text{ шт.}$$

Располагаем нагели в 28 рядов — по два в ряд.

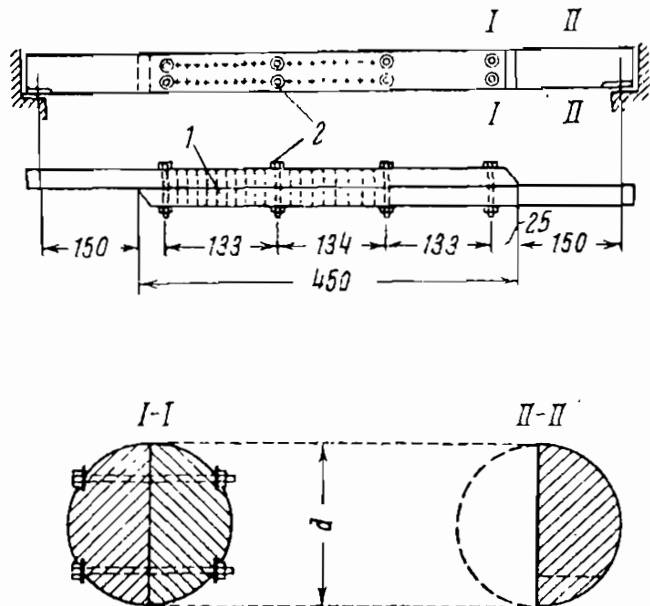


Рис. 33. Конструктивная схема балки: 1 — дубовые нагели; 2 — болты

## Расчетная несущая способность цилиндрического нагеля

Схемы работы соединения	Расчетное усилие	Расчетная несущая способность на один срез в кг		
		гвоздя $T_{ГВ}$	стального цилиндрического нагеля $T_б$	дубового цилиндрического нагеля $T_н$
Симметричная	Смятие в средних элементах . . . . .	50cd	50cd	30cd
	Смятие в крайних элементах . . . . .	80ad	80ad	50ad
Несимметричная	Смятие во всех элементах равной толщины, а также в более толстых элементах односрезных соединений . . . . .	35cd	35cd	20cd
	Смятие в более тонких крайних элементах . . .	80ad	80ad	50ad
Симметричная и несимметричная	Изгиб нагеля . . . . .	250 $d^2 + a^2$ , но не более $400d^2$	180 $d^2 + 2a^2$ , но не более $250d^2$	45 $d^2 + 2a^2$ , но не более $65d^2$

Примечания: 1. Расчетная несущая способность нагеля в рассматриваемом шве из условия смятия принимается равной меньшему из двух значений, полученных для прилегающих к этому шву элементов.

2.  $a$  — толщина крайних элементов;  $c$  — толщина средних элементов.

## § 20. БАЛКИ СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЯ

Самыми распространенными балками составного сечения являются балки системы В. С. Деревягина, которые состоят из двух или трех брусков или окантованных бревен, связанных между собой пластинчатыми нагелями из пород твердого дерева — дуба, березы (рис. 34).

Применяются такие балки в качестве открытых прогонов покрытий и междуэтажных перекрытий, а также в качестве верхних поясов ферм и арок.

При изготовлении балок перед постановкой связей им придается строительный подъем путем выгиба элементов балки на специально оборудованном станке.

Стрелу строительного подъема (выгиб балки) принимают равной величине прогиба составной балки от расчетной нагрузки с введением коэффициента жесткости  $k_i$  к моменту инерции поперечного сечения балки (табл. 23).

Гнезда для пластинчатых нагелей выбираются при помощи переносного цепного электродолбежника.

Размеры пластинок: толщина  $\delta_{пл}$  равна 1,2 и 1,6 см, длина вдоль волокон пластинки  $l_{пл}$  — соответственно 5,4 и 7,2 см.

Глубина гнезда должна быть на 2 мм больше длины пластинки. Врезка пластинок на глубину более  $\frac{1}{5}$  высоты сечения брусьев не допускается.

Пластинки могут быть сквозными во всю ширину балки или глухими на половину ширины балки.

Глухие пластинки располагают в шахматном порядке. Наибольшее заглубление выреза для глухого гнезда, имеющего полукруглую форму, должно быть

$$b_1 = \frac{b}{2} + 0,3l_{пл},$$

где  $b$  — ширина балки.

Несущая способность дубовой пластинки определяется по формуле (29).

При применении пластинок из березы несущая способность ее снижается умножением на коэффициент 0,8 (СНиП II-V.4-62, п. 5.27).

Пластинки ставят на равных расстояниях друг от друга с шагом  $s = 9 \delta_{пл}$ .

При симметрично распределенных нагрузках в средней части пролета балки на длине  $0,2 l_1$ , где сдвигающие силы малы, пластинки можно не ставить. По концам балки конструктивно ставят стяжные болты.

Расстояние между пластинками принимается не менее  $2 l_{пл}$  или  $9 \delta_{пл}$ . Древесина для пластинок не должна применяться с влажностью более 15%. При изготовлении балок требуется

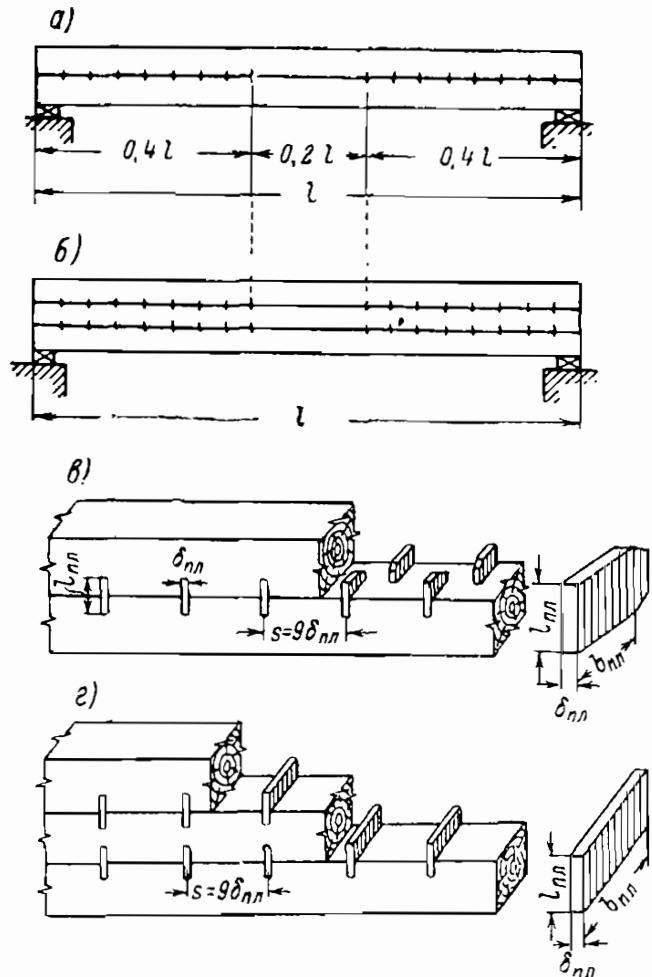


Рис. 34. Соединение на пластинчатых нагелях

а и б — общий вид; в — глухие нагели в шахматном порядке; г — сквозные нагели

Коэффициенты  $k_{\omega}$  и  $k_i$  для расчета составных изгибаемых элементов из одинаковых слоев на податливых соединениях

Вид соединения	Коэффициент	Число слоев	Пролет в м			
			2	4	6	9 и более
Нагели всех видов	$k_{\omega}$	2	0,7	0,85	0,9	0,9
		3	0,6	0,8	0,85	0,9
		10	0,4	0,7	0,8	0,85
	$k_i$	2	0,45	0,65	0,75	0,8
		3	0,25	0,5	0,6	0,7
		10	0,07	0,2	0,3	0,4

Примечание. Для промежуточных значений пролета и числа слоев коэффициенты  $k_{\omega}$  и  $k_i$  определяются по интерполяции.

тщательный отбор лесоматериалов с учетом вида работы элементов. Для нижних растянутых элементов рекомендуется древесина I категории, а для верхних сжатых — II. В балках из трех брусьев для среднего бруса можно применять лесоматериалы III категории.

Балки на пластинчатых нагелях рассчитываются на прочность при изгибе и на прогиб. Если поперечное сечение ослаблено гнездами для нагелей, то при определении момента сопротивления и момента инерции сечения их можно не учитывать.

Требуемый момент сопротивления определяется по формуле

$$W_{тр} = \frac{M}{k_{\omega} R_{и}}, \quad (54)$$

где  $M$  — расчетный изгибающий момент;

$R_{и}$  — расчетное сопротивление древесины при изгибе;

$k_{\omega}$  — коэффициент податливости, зависящий от количества брусьев в балке и высоты балки, принимаемый по табл. 23.

При применении древесины мягких пород к расчетному сопротивлению вводится коэффициент из табл. 6.

Высота балки определяется по формуле

$$h = \sqrt{\frac{6W_{тр}}{b}}. \quad (55)$$

Необходимое количество пластинок на участке  $0,4l$  от опоры определяется по формуле

$$n = \frac{1,2MS_{бр}}{I_{бр}T}, \quad (56)$$

где  $M$  — изгибающий момент;

$S_{бр}$  — статический момент брутто части поперечного сечения элемента, отсекаемой рассматриваемым швом относительно нейтральной оси;

$I_{бр}$  — момент инерции брутто поперечного сечения относительно нейтральной оси.

Строительный подъем определяется по формулам:

$$f_{стр} = \frac{q}{q^H} f_{max} \quad \text{или} \quad f_{стр} = 0,1 \frac{l}{h_1}, \quad (57)$$

где  $q$  — расчетная нагрузка;

$q^H$  — нормативная нагрузка;

$f_{max}$  — прогиб балки;

$l$  — длина балки;

$h_1$  — высота одного бруса.

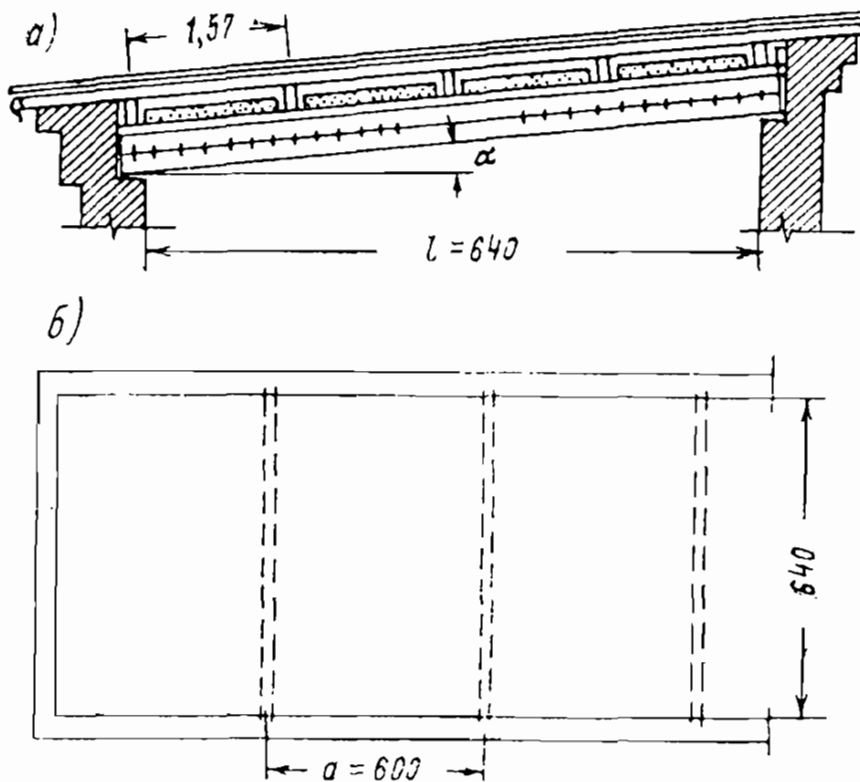


Рис. 35. Конструкция покрытия  
а — поперечный разрез; б — план

**Пример 23.** Рассчитать и запроектировать балку составного сечения из брусьев на пластинчатых нагелях системы Деревягина для односкатного покрытия склада с каменными стенами по следующим данным: расчетный пролет балки  $l=6,40$  м; уклон кровли  $i=1:10$ ; расстояние между осями балок  $a=6$  м; нагрузки: постоянные  $g^H$  — в соответствии с рис. 35, временная от снега для II пояса  $p_c^H=70$  кг/м<sup>2</sup>; коэффициенты перегрузки



принимаются по табл. 9; материал для балки и прогонов — осина влажностью 15%; пластинчатые нагели — из березы влажностью 10%; расчетное сопротивление принимается по табл. 5 и 6:  $R_{\text{н}} = 150 \cdot 0,8 = 120 \text{ кг/см}^2$ ; модуль упругости  $E = 10^5 \text{ кг/см}^2$ ; прогиб прогона и балки  $f = 1/200 l$ .

**Решение.** Принимаем настил двойной из досок толщиной для рабочего слоя 19 мм, для защитного — 16 мм.

## 1. РАСЧЕТ ПРОГОНА

Прогон проектируем из осиновых досок на ребро и рассчитываем как неразрезную многопролетную балку с равными пролетами длиной  $l = 6 \text{ м}$  с расстоянием между осями прогонов  $a = 1,57 \text{ м}$ .

Стык прогонов осуществляется на расстоянии  $0,2 l$  от опоры в обе стороны с перепуском концов досок (половина сечения) одна за другую таким образом, чтобы стык досок находился в зоне наименьших изгибающих моментов (рис. 36).

а) Подсчет нагрузок на  $1 \text{ м}^2$

Постоянная нагрузка:

	$\text{кг/м}^2$
рубероидная кровля в три слоя на мастике . . . . .	10
обрешетка — защитный и рабочий настилы из досок толщиной 16 и 19 мм $(0,016 + 0,019) \cdot 500$ . . . . .	17,5
утеплитель древесно-волокнистая плита толщиной 12 см $0,12 \cdot 300$ . . . . .	36
толевая прокладка . . . . .	2
подшивка из досок толщиной 19 мм $0,019 \cdot 500$ . . . . .	9,5

---

Итого . . . . .  $q_1 = 75$

Собственный вес прогона определяем по формуле (37)

$$q_{\text{св}} = \frac{75 + 70}{\frac{1000}{11 \cdot 6} - 1} = 10,2 \text{ кг/м}^2.$$

Временная нагрузка от снега на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной проекции  $p_c = 70 \text{ кг/м}^2$ .

Расчетные нагрузки приведены в табл. 24.

б) Расчет прогона на прочность

Уклон кровли принят  $i = 1:10$ , что соответствует углу наклона  $\alpha = 5^\circ 44'$ . При этом  $\cos \alpha = 0,996$ ;  $\sin \alpha = 0,0995$ . Длина балки  $l' = \frac{l}{\cos \alpha} = \frac{6,40}{0,996} = 6,42 \text{ м}$ .

Разлагая нагрузку на нормальную и касательную к скату кровли, получим:

$$q_y = q \cos \alpha = 308 \cdot 0,996 = 306 \text{ кг/м};$$

$$q_x = q \sin \alpha = 308 \cdot 0,0995 = 30 \text{ кг/м}.$$

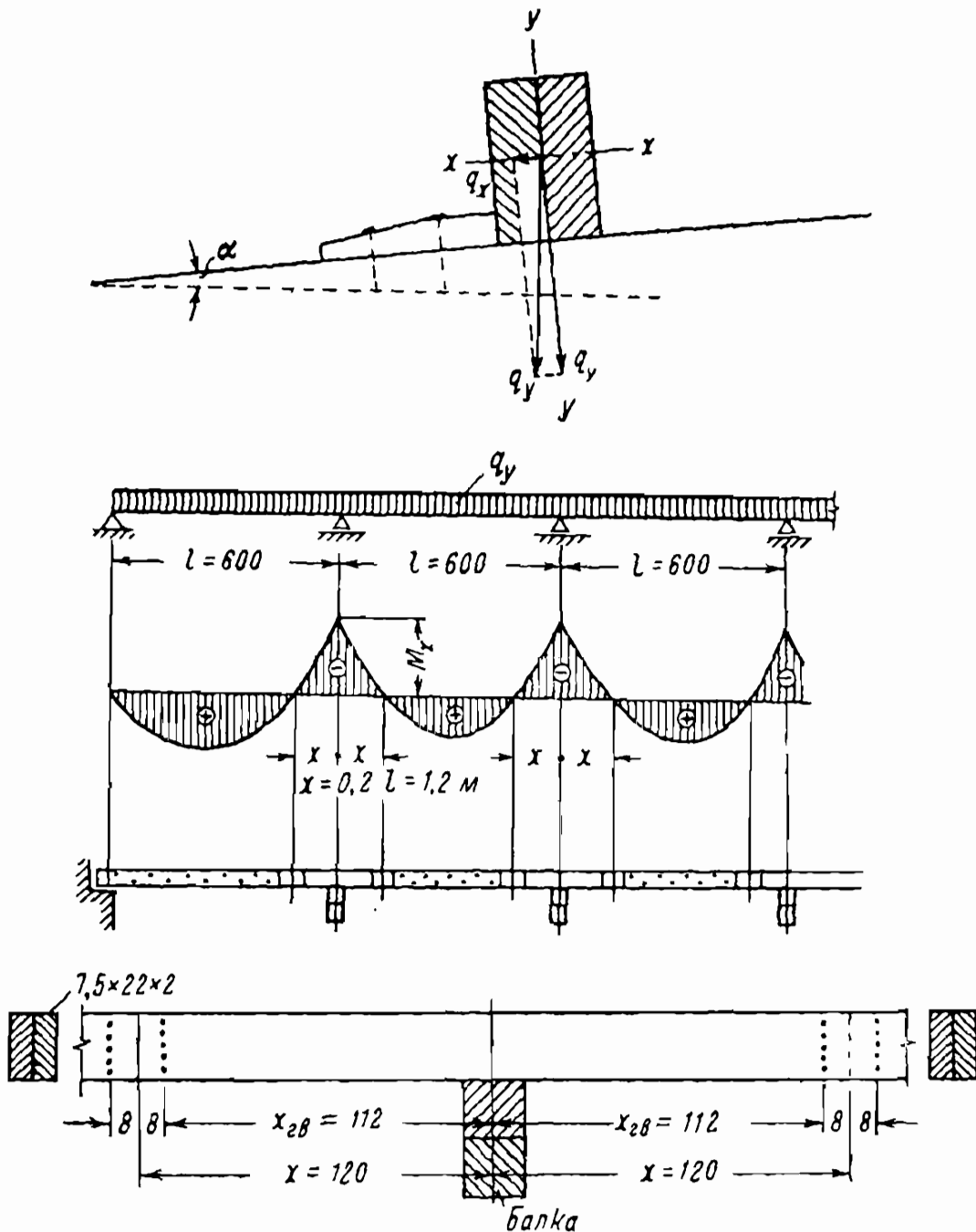


Рис. 36. Расчетная схема прогона. Детали стыка прогона и гвоздевого забоя

Изгибающий момент равнопролетной неразрезной балки на опоре  $B$  по закону косоугольного изгиба будет состоять из двух моментов:

относительно оси  $x$

$$M_x = \frac{q_y l^2}{10} = \frac{306 \cdot 6^2}{10} = 1101 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

относительно оси  $y$

$$M_y = \frac{q_x l^2}{10} = \frac{30 \cdot 6^2}{10} = 108 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Нагрузки, приходящиеся на 1 пог. м прогона при расстоянии между осями прогонов 1,57 м, в кг

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
Постоянная:			
рубероидная кровля в три слоя 10·1,57 . . . . .	16	1,1	18
обрешетка двухслойная 17,5·1,57 . . . . .	27	1,1	30
древесно-волокнистая плита 36·1,57 . . . . .	56	1,2	67
толевая прокладка 2·1,5 . . . . .	3	1,2	4
подшивка 9,5·1,57 . . . . .	15	1,1	16
собственный вес прогона 10·1,57	16	1,1	18
Итого . . . . .	$g^H = 133$		$g = 153$
Временная от снега 70·1,57 . . . . .	$p_c^H = 110$	1,4	$p_c = 155$
Полная . . . . .	$q^H = 243$		$q = 308$

Принимаем сечение прогона из двух досок  $7,5 \times 22$  см. Определяем моменты сопротивления относительно главных осей инерции  $x$  и  $y$ :

$$W_x = \frac{2 \cdot 7,5 \cdot 22^2}{6} = 1210 \text{ см}^3;$$

$$W_y = \frac{22 \cdot 15^2}{6} = 825 \text{ см}^3.$$

Суммарное напряжение определяем по формуле (48)

$$R_H = \frac{110 \cdot 100}{1210} + \frac{10 \cdot 800}{825} = 104 \text{ кг/см}^2 < [R_H] = 120 \text{ кг/см}^2.$$

в) Расчет прогона на жесткость

Разлагая нормативную нагрузку на составляющие, получим:

$$q_y^H = q^H \cos \alpha = 243 \cdot 0,995 = 241 \text{ кг/м};$$

$$q_x^H = q^H \sin \alpha = 243 \cdot 0,0995 = 24 \text{ кг/м}.$$

Моменты инерции относительно главных осей  $x$  и  $y$ :

$$I_x = \frac{15 \cdot 22^3}{12} = 13 \, 360 \text{ см}^4; \quad I_y = \frac{22 \cdot 15^3}{12} = 6 \, 190 \text{ см}^4.$$

Прогиб прогона находим по формуле (25) относительно оси  $x$

$$f_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,41 \cdot 600^4}{10^6 \cdot 13\,360} = 2,91 \text{ см};$$

относительно оси  $y$

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,24 \cdot 600^4}{10^6 \cdot 6190} = 0,61 \text{ см}.$$

Суммарный прогиб при косом изгибе определяем по формуле (50)

$$f = \sqrt{2,91^2 + 0,61^2} = 2,98 \text{ см}.$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{2,98}{600} = \frac{1}{202} \approx \frac{1}{200}.$$

Прогон условиям прочности и жесткости удовлетворяет. Проверяем собственный вес прогона

$$G_{\text{св}} = 0,15 \cdot 0,22 \cdot 6 \cdot 500 = 99 \text{ кг}.$$

На  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной проекции приходится

$$q_{\text{св}} = \frac{G_{\text{св}}}{la} = \frac{99}{6 \cdot 1,57} = 10,5 \text{ кг},$$

что близко к принятому весу  $q_{\text{св}} = 10 \text{ кг}$ .

### г) Расчет стыка прогона

Стыкуемые прогоны в местах стыков на расстоянии  $0,2l$  от опоры соединяем гвоздями  $d_{\text{гв}} = 5 \text{ мм}$ ,  $l_{\text{гв}} = 16 \text{ см}$ .

Определяем несущую способность односрезного гвоздя: из условия смятия (табл. 22)

$$T_c = 35cd = 35 \cdot 7,5 \cdot 0,5 = 131,25 \text{ кг},$$

где  $c$  — толщина доски, равная  $7,5 \text{ см}$ ;  
из условия изгиба (табл. 22)

$$T_n = 400d^2 = 400 \cdot 0,5^2 = 100 \text{ кг}.$$

Принимаем для расчета наименьшее значение из условия изгиба  $T_n = 100 \text{ кг}$ .

Необходимое количество односрезных гвоздей с каждой стороны стыка определяем по опорному изгибающему моменту  $M_{\text{оп}} = M_x$

$$n_{\text{гв}} = \frac{M_{\text{оп}}}{2x_{\text{гв}}T_n} = \frac{110\,100}{2 \cdot 112 \cdot 100} = 5 \text{ шт}.$$

Ставим гвозди в один ряд по вертикали с расстоянием между ними вдоль и поперек волокон как указано на рис. 36.

При  $c = 7,5 \text{ см} > 10d = 10 \cdot 0,5 = 5 \text{ см}$

$$s_1 = 15d \cdot 1,25 = 15 \cdot 0,5 \cdot 1,25 = 9,5 \text{ см};$$

$$s_2 = 3,6 \text{ см} > 4d \cdot 1,25 = 4 \cdot 0,5 \cdot 1,25 = 2,5 \text{ см}.$$

В середине пролета между стыками доски прогона через каждые 50 см скрепляются между собой в шахматном порядке гвоздями  $d_{\text{ГВ}} = 5 \text{ мм}$ ;  $l_{\text{ГВ}} = 16 \text{ см}$ . Эти гвозди ставятся без расчета конструктивно.

Прогон в балке прикрепляется при помощи деревянной бобышки, прибитой к балке двумя гвоздями, которые могут воспринять усилие  $T = 2 \cdot 100 = 200 \text{ кг}$ , а сдвигающее усилие по скату кровли

$$T_{\text{сдв}} = q_x l = 30 \cdot 6 = 180 \text{ кг} < 200 \text{ кг}.$$

Кроме того, прогон находится в защемленном состоянии между обрешеткой и подшивкой.

## 2. РАСЧЕТ БАЛКИ

### а) Подсчет нагрузок

Собственный вес балки на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной проекции определяем по формуле (37)

$$q_{\text{св}} = \frac{75 + 70}{\frac{1000}{10 \cdot 6,4} - 1} = 10 \text{ кг/м}^2,$$

где  $k_{\text{св}}$  — коэффициент собственного веса, принятый равным 10.

Таблица 25

Нагрузки, приходящиеся на 1 пог. м балки при расстоянии между осями балок 6 м, в кг

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
Постоянная:			
вес покрытия без утеплителя			
$\frac{q_1 a}{\cos \alpha} = \frac{75 - (36 + 2) \cdot 6}{0,996} \dots$	220	1,1	242
утеплитель $\frac{(36 + 2) \cdot 6}{\cos \alpha} \dots$	223	1,2	267
вес прогона $10 \cdot 6 \dots$	60	1,1	66
собственный вес балки $10 \cdot 6 \dots$	60	1,1	66
Временная от снега $70 \cdot 6 \dots$	420	1,4	588
Полная $\dots$	$q^H = 983$		$q = 1229$

б) Расчет балки на прочность  
Максимальный изгибающий момент

$$M_{\max} = \frac{1229 \cdot 6,4^2}{8} = 6292 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления определяем по формуле (54)

$$W_{\text{тр}} = \frac{629200}{0,9 \cdot 120} = 5826 \text{ см}^3,$$

где  $k_{\omega}$  — коэффициент податливости, принимаемый по табл. 23 и равный 0,9.

Предварительно принимаем сечение балки из двух брусьев  $21 \times 21 \text{ см}$ , при этом получим ширину балки  $b = 21 \text{ см}$ , высоту  $h = 42 \text{ см}$ .

В балке, состоящей из двух брусьев, ширина которой  $b = 1/2 h$ , момент сопротивления

$$W_{\text{тр}} = \frac{h^2}{6} \cdot \frac{h}{2} = \frac{h^3}{12}.$$

Требуемую высоту из условий изгиба получим по формуле

$$h_{\text{тр}} = \sqrt[3]{12 W_{\text{тр}}} = \sqrt[3]{12 \cdot 5826} = 41,3 \text{ см},$$

что близко к принятой высоте  $h = 42 \text{ см}$ .

Проверяем прочность балки.

Момент сопротивления

$$W = \frac{0,9 \cdot 21 \cdot 42^2}{6} = 5557 \text{ см}^3.$$

Напряжение определяем по формуле (47)

$$\sigma = \frac{629200}{5557} = 113,2 \text{ кг/см}^2 < [R_{\text{н}}] = 120 \text{ кг/см}^2.$$

в) Расчет балки на жесткость

Определяем требуемую высоту балки из условий жесткости при предельном прогибе  $\left(\frac{f}{l}\right) = \frac{1}{200}$ .

Требуемый момент инерции балки найдем из формулы

$$I_{\text{тр}} = k_i \frac{h^3}{12} \cdot \frac{h}{2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H l^3}{E} \cdot \left[ \frac{l}{f} \right] =$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{9,83 \cdot 640^3}{10^5} \cdot 200 = 67\,200 \text{ см}^4.$$

Высоту балки найдем из той же формулы

$$h''_{\text{тр}} = \sqrt[4]{\frac{I_{\text{тр}} 12 \cdot 2}{k_i}} = \sqrt[4]{\frac{67\,200 \cdot 24}{0,75}} = 39 \text{ см} < 42 \text{ см},$$

где  $k_i$  — коэффициент податливости балки, состоящей из двух брусьев, принимаемый по табл. 23 и равный 0,75.

Момент инерции балки относительно нейтральной оси

$$I = \frac{0,75 \cdot 21 \cdot 42^3}{12} = 97\,240 \text{ см}^4.$$

Прогиб балки определяем по формуле (25)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{9,83 \cdot 640^4}{10^5 \cdot 97\,240} = 2,22 \text{ см}.$$

Относительный прогиб  $\frac{f}{l} = \frac{2,22}{640} = \frac{1}{290} < \frac{1}{200}$ .

Проверим собственный вес балки

$$q_{\text{св}} = \frac{b \cdot 2h_1 (l + c) v}{la} = \frac{0,21 \cdot 2 \cdot 0,21 (6,4 + 0,04) \cdot 500}{6,4 \cdot 6} =$$

$$= 8 \text{ кг/м}^2 < 10 \text{ кг/м}^2.$$

Коэффициент собственного веса определяем по формуле (37)

$$k_{\text{св}} = \frac{1000 \cdot 8}{(75 + 70) \cdot 0,4} = 8,6 < 10.$$

При конструировании балки ввиду различных напряжений по высоте сечения от изгиба принимаем: для нижнего растянутого бруса древесину I категории и для верхнего сжатого — II категории (рис. 37).

#### г) Строительный подъем

Балкам составного сечения на пластинчатых нагелях придается строительный подъем (выгиб), величина которого принимается равной величине прогиба составной балки от расчетной нагрузки.

Величину строительного подъема определяем по формуле (57)

$$f_{\text{стр}} = \frac{12,29}{9,83} \cdot 2,22 = 2,78 \text{ см.}$$

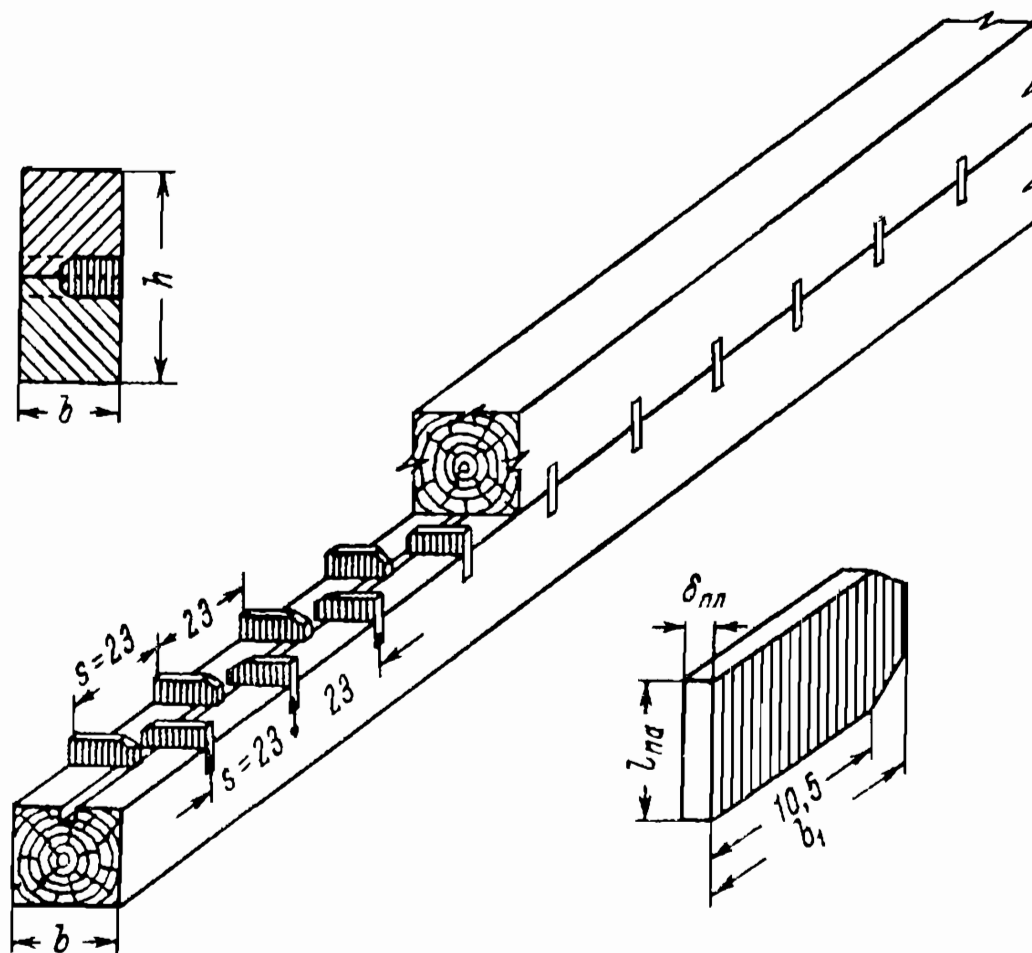
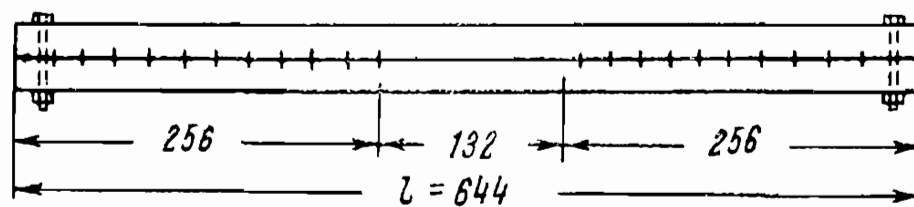


Рис. 37. Конструкция балки на пластинчатых нагелях

#### д) Расчет пластинчатых нагелей

Пластинчатые нагели принимаем из березы с влажностью 10% и при ширине бруса  $b > 15$  см ставим их в шахматном порядке — глухими.

Размеры пластинок принимаем: толщину  $\delta_{\text{пл}} = 1,6$  см; длину  $l_{\text{пл}} = 4,5 \delta_{\text{пл}} = 4,5 \cdot 1,6 = 7,2$  см.



Определяем наибольшую глубину выреза глухого гнезда для пластинки

$$b_1 = \frac{b}{2} + 0,3l_{\text{пл}} = \frac{21}{2} + 0,3 \cdot 7,2 = 12,66 \text{ см.}$$

Несущую способность березовой пластины определяем по формуле (29)

$$T_{\text{пл}} = 14 \cdot 7,2 \cdot 12,66 \cdot 0,8 = 1020 \text{ кг},$$

где 0,8 — коэффициент для березового нагеля (СНиП II-V.4-62, п. 5.27).

Необходимое количество пластинок на длине участка балки, расположенного от опоры на расстоянии  $0,4l = 0,4 \cdot 640 = 256 \text{ см}$ , определяем по формуле

$$n = 1,2 \frac{MS_{\text{бр}}}{T_{\text{пл}}I_{\text{бр}}} = 1,2 \frac{629\,200 \cdot 4630}{1020 \cdot 129\,654} = 21 \text{ шт.},$$

где  $S_{\text{бр}}$  — статический момент брутто части поперечного сечения, отсеченной рассматриваемым швом, относительно нейтральной оси, равный  $S_{\text{бр}} = 21 \cdot 21 \cdot 10,5 = 4630 \text{ см}^3$ .

Принимаем 22 пластинки по одиннадцать штук на каждую сторону балки.

Момент инерции относительно нейтральной оси

$$I_{\text{бр}} = \frac{21 \cdot 42^3}{12} = 129\,654 \text{ см}^4.$$

Минимальное расстояние между пластинками (шаг пластинок) должно быть

$$s = 9\delta_{\text{пл}} = 9 \cdot 1,6 = 14,4 \text{ см.}$$

Пластинки размещаем в два ряда в шахматном порядке на длине участка 360 см с расстоянием между ними

$$s = \frac{256 \cdot 2}{22} = 23,3 \text{ см} > s = 14,4 \text{ см.}$$

## § 21. ДОЩАТО-ГВОЗДЕВЫЕ БАЛКИ С ПЕРЕКРЕСТНОЙ СТЕНКОЙ

В соответствии со СНиП II-V.4-62 дощато-гвоздевые балки с перекрестной стенкой рекомендуется применять в качестве несущих конструкций в сооружениях временного типа и перекрывать пролеты до 12 м. Преимущество этих балок состоит в том, что изготовление их может производиться в построечных условиях, если использовать отходы производства. Верхний сжатый пояс не требует древесины высокого качества и может быть выполнен из леса II категории как хвойных, так и лиственных

пород. Перекрестная стенка с успехом может быть выполнена из обрезков досок леса III категории или из досок мягких лиственных пород — осины, тополя и др.

Дощато-гвоздевые балки с перекрестной стенкой состоят из верхнего и нижнего поясов, перекрестной стенки, ребер жесткости и стыков верхнего и нижнего поясов. Для верхнего и нижнего поясов применяются доски шириной 15—20 см и толщиной 4—6 см, а для перекрестной стенки — доски шириной не менее 15 см, толщиной 1,9—3 см; они располагаются в два ряда крест

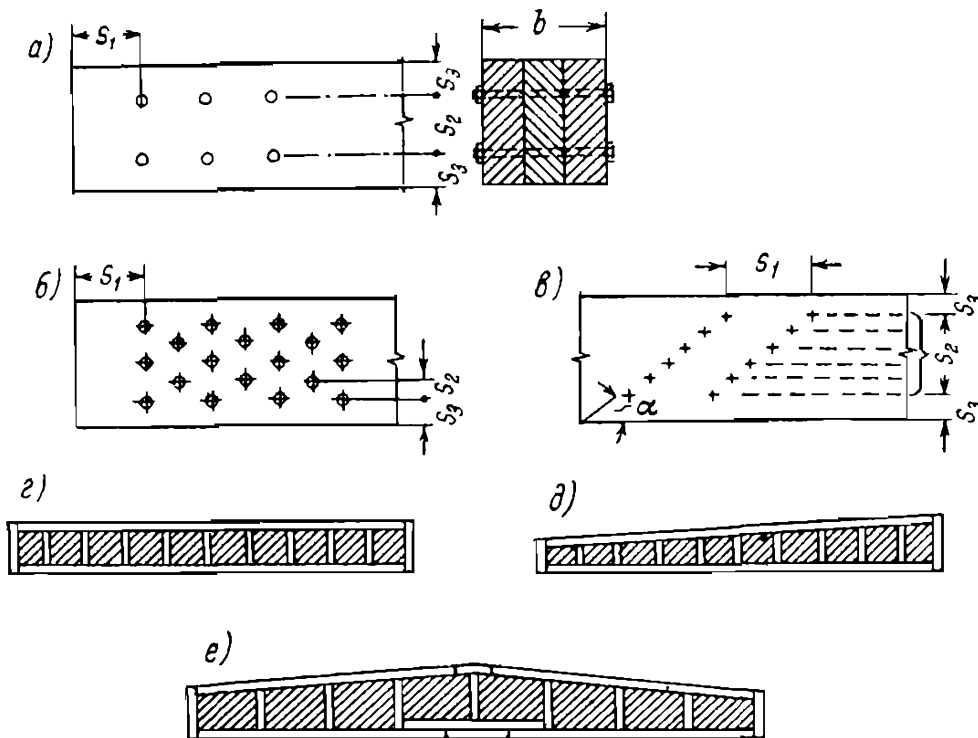


Рис. 38. Типы балок с перекрестной стенкой

а и б — схемы расположения нагелей; в — схема расположения гвоздей;  
г, д и е — типы балок

на крест под углом 30 или 45° по отношению к нижнему поясу. С верхним и нижним поясами перекрестная стенка скрепляется гвоздями диаметром 5—5,5 мм, длиной — в зависимости от толщины поясных досок с таким расчетом, чтобы гвозди входили в тело противоположной доски пояса не менее чем на  $4 d_{гв}$ . Обычно длина гвоздя принимается равной тройной толщине поясной доски. Порядок забивки гвоздей показан на рис. 38.

По очертанию дощато-гвоздевые балки могут быть прямоугольными, односкатными и двускатными.

Для обеспечения необходимой жесткости балок рекомендуется в прямоугольных и односкатных балках высоту в середине пролета назначать не менее  $1/9 l$ . В двускатных балках эту высоту рекомендуется назначать в  $1/4$  пролета. На опоре высота

балки должна составлять не менее 0,4 высоты их в середине пролета.

Устойчивость перекрестной стенки на выпучивание из плоскости балки обеспечивается постановкой ребер жесткости с расстоянием между ними не более  $1/10$  пролета. При наличии сосредоточенных грузов в точках их приложения ребра жесткости ставят из досок по ширине, равной половине ширины поясных досок. Опоры балок усиливаются постановкой опорных стоек, состоящих из прокладок и накладок, изготовляемых из тех же досок, что и пояса балок, скрепленных между собой гвоздями и болтами.

Стык верхнего сжатого пояса выполняется впритык в середине пролета с плотной приторцовкой досок и перекрывается с двух сторон деревянными накладками длиной не менее тройной ширины накладки на болтах, которые принимаются конструктивно  $d=12$  мм в количестве четырех штук (с каждой стороны стыка по два болта).

Стык нижнего растянутого пояса осуществляется посередине пролета и перекрывается деревянными прокладками и накладками на болтах по расчету.

На длине стыковой прокладки перекрестную стенку вырезают и закрепляют ее надстыковыми брусками, прибитыми с двух сторон к нижнему поясу гвоздями.

Расчет дощато-гвоздевой балки с перекрестной стенкой производится из условия, что изгибающий момент воспринимается поясами, а поперечная сила — перекрестной стенкой.

Расчетное продольное усилие в поясе балки определяется по формуле

$$N = \frac{M_x}{h_x},$$

где  $M_x$  — изгибающий момент в сечении  $x$ ;

$h_x$  — плечо внутренней пары сил или расстояние между осями поясов в рассматриваемом сечении.

Наибольшее усилие в поясах балки не совпадает с местом максимального изгибающего момента, и при равномерно распределенной нагрузке это расстояние от опорного узла находится по формуле

$$x = \frac{h'_0}{\operatorname{tg} \alpha} \left( \sqrt{1 + \operatorname{tg} \alpha \frac{l}{h'_0}} - 1 \right), \quad (58)$$

где  $h'_0$  — расстояние между центрами поясов на опоре, предварительно определяемое путем умножения полной высоты балки у опоры на коэффициент 0,85; или задаемся шириной поясных досок  $h$  и вычисляем по формуле

$$h'_0 = h_{\text{оп}} - h.$$

Найдя усилие в поясах балки, определяем сечение пояса по формуле

$$F_{бр} = \frac{N}{k_{осл} R_p}, \quad (59)$$

где  $k_{осл}$  — коэффициент ослабления сечения нижнего пояса болтами, принимаемый равным 0,8—0,9;

$R_p$  — расчетное сопротивление древесины на растяжение.

Подобрав сечение поясов, переходим к расчету стыка нижнего пояса, для чего задаемся диаметром болтов и по табл. 22 определяем несущую способность болта  $T_б$  на один срез. Затем определяем количество  $m$  срезных болтов по формуле

$$n = \frac{N_p}{mT_б}, \quad (60)$$

где  $N_p$  — растягивающее усилие в поясе;

$m$  — количество срезов в болте.

Расставив полученное количество болтов по одну сторону стыка, переходим к окончательной проверке прочности нижнего пояса за вычетом всех ослаблений по площади  $F_{нт}$ :

$$F_{нт} = F_{бр} - F_{осл}. \quad (61)$$

Затем переходим к расчету необходимого количества гвоздей для крепления верхнего и нижнего поясов, для чего половину пролета нижнего пояса разбивают на три зоны гвоздевого забоя: зоны I и II равны по длине и располагаются в первых от опоры панелях между ребрами жесткости, а третья — на остальной части полу-пролета.

Гвозди рассчитываются по среднему значению сдвигающей силы  $T_{сдв}$  между поясом и стенкой, действующей в пределах каждой зоны и определяемой по формуле

$$T_{сдв} = \frac{Q}{h_0} \pm \frac{M \operatorname{tg} \alpha}{h_0^2} = \frac{Q \pm N}{h_0} \operatorname{tg} \alpha, \quad (62)$$

где  $Q$ ,  $N$  и  $M$  — соответственно значения поперечной и продольной сил и изгибающего момента в середине рассматриваемой зоны. Знак минус принимают для односкатных и двухскатных балок на участке от опоры с меньшей высотой до сечения, где  $Q=0$ ; знак плюс принимается на остальной части длины односкатных балок.

Задаваясь диаметрами гвоздя и определив его длину по табл. 22, определяем несущую способность гвоздя на один срез.

Требуемое количество  $m$  срезных гвоздей для рассматриваемой зоны определяем по формуле

$$n_{гв} = \frac{T_{сдв} a}{mT_{гв}}. \quad (63)$$

Полученное количество гвоздей равномерно размещают по всей длине рассматриваемого участка. Половина всех гвоздей должна быть забита с одной стороны пояса, а другая — со второй с соблюдением правил забивки гвоздей вдоль и поперек волокон. При этом необходимо следить за тем, чтобы каждая доска стенки была прибита к поясу не менее чем тремя гвоздями. Аналогично расчет гвоздей производится и для другой зоны.

Сжатый верхний пояс на продольный изгиб можно не проверять, если расстояние между закрепленными поясами (прогонами покрытия, ребрами жесткости) не превышает 25 толщин доски пояса.

Устойчивость в сжатых досках перекрестной стенки из плоскости балки обеспечивается скреплением двух слоев досок стенки между поясами гвоздями, причем свободная длина досок стенки между гвоздями не должна превышать 30 толщин доски.

При несоблюдении этого условия проверка устойчивости сжатых досок производится в середине опорной панели.

Усилие в одной доске (раскос) стенки определяется по формуле

$$D = \frac{T_{сдв}b}{\sin 2\beta}, \quad (64)$$

где  $b$  — ширина доски (раскоса) стенки.

Проверка устойчивости доски стенки производится по формуле

$$D \leq \varphi R_c F, \quad (65)$$

или

$$\sigma = \frac{D}{F\varphi} \leq R_c, \quad (66)$$

где  $F$  — площадь сечения одной доски раскоса;

$\varphi$  — коэффициент продольного изгиба, определяемый по свободной длине доски стенки, равной расстоянию между гвоздями, забитыми в стенку. Это расстояние не должно превышать 30 толщин доски.

Прогиб  $f$  дощато-гвоздевой балки определяется по моменту инерции

$$I = 0,7 \frac{F_{бр} h_0^2}{2}, \quad (67)$$

где  $F_{бр}$  — площадь сечения одного пояса без учета ослаблений нагелями;

$h_0$  — расстояние между осями поясов в четверти пролета.

## § 22. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

**Пример 24.** Рассчитать и запроектировать дощато-гвоздевую двускатную балку с перекрестной стенкой под складское сооружение временного типа по следующим данным: расчетный пролет балки  $l=9$  м; расстояние между осями балок  $a=6$  м; нагрузки: постоянные  $g^H$  — в соответствии с рис. 39, временная от снега для III пояса  $p_c^H = 100$  кг/м<sup>2</sup>; коэффициенты перегрузки принимаются по табл. 9; материал — сосна влажностью не более 15%; расчетные сопротивления принимаются по табл. 5:  $R_{II} = 130$  кг/см<sup>2</sup>,  $R_p = 80$  кг/см<sup>2</sup>,  $R_c = 130$  кг/см<sup>2</sup>; модуль упру-

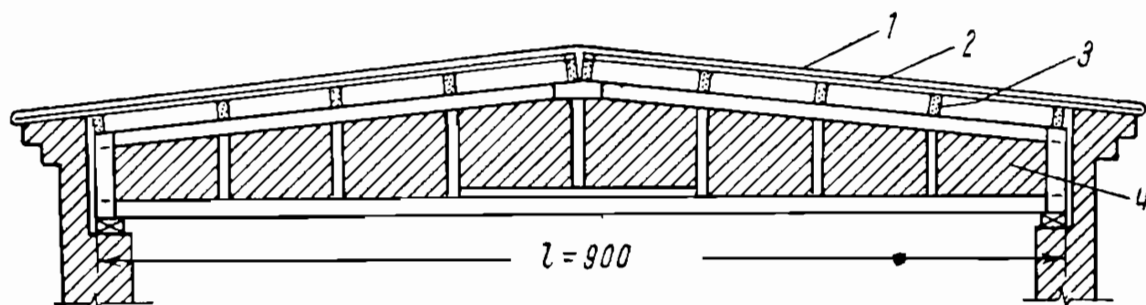


Рис. 39. Конструктивная схема покрытия

1 — рулонная кровля; 2 — двухслойная обрешетка; 3 — прогоны; 4 — балка

ги  $E = 10^5$  кг/см<sup>2</sup>; допускаемый прогиб для балки  $f = 1/200 l$ ; уклон кровли  $i = 1/10$ ; настил двухслойный толщиной 19 и 16 мм; прогоны с расстоянием между ними 1,12 м, сечением 12×20 см.

### 1. ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ РАЗМЕРЫ БАЛКИ

Высоту сечения в четверти пролета принимаем  $1/9 l$ :

$$h_1 = \frac{l}{9} = \frac{9}{9} = 1 \text{ м.}$$

Полная высота балки в середине пролета при уклоне кровли  $1/10$

$$h = \frac{l}{9} + 0,1 \frac{l}{4} = 1 + 0,1 \frac{9}{4} = 1,23 \text{ м,}$$

что составляет

$$\frac{h}{l} = \frac{1,23}{9} = \frac{1}{7,3} < \frac{1}{6} > \frac{1}{9}.$$

Вычислим высоту балки на опоре

$$\begin{aligned} h_{\text{оп}} &= h - 0,1 \frac{l}{2} = 1,23 - 0,1 \frac{9}{2} = 0,78 \text{ м} > 0,4h = \\ &= 0,4 \cdot 1,23 = 0,49 \text{ м.} \end{aligned}$$

При уклоне кровли  $\text{tg } \alpha = 0,1$   $\sin \alpha = 0,105$ ;  $\cos \alpha = 0,994$ .

## 2. РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ

Расчетная и нормативная нагрузки, действующие на 1 пог. м балки при расстоянии между балками  $a=6$  м, равняется  $q=1181$  кг,  $q^н=910$  кг.

Для предварительного расчета задаемся шириной доски для поясов  $h_п=18$  см и определяем расстояние между центрами поясов на опоре  $h'_{оп} = h_{оп} - h_п = 0,78 - 0,18 = 0,60$  м.

Наиболее опасное сечение в балке расположено от опоры на расстоянии

$$x = \frac{h'_{оп}}{\operatorname{tg} \alpha} \left( \sqrt{1 + \operatorname{tg} \alpha \frac{l}{h'_{оп}}} - 1 \right) = \frac{0,60}{0,1} \times \\ \times \left( \sqrt{1 + 0,1 \frac{9}{0,60}} - 1 \right) = 3,50 \text{ м.}$$

Изгибающий момент в сечении  $x=3,50$  м

$$M_x = \frac{q_x}{2} (l - x) = \frac{1181 \cdot 3,50}{2} (9 - 3,50) = 11367,2 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Расстояние между центрами тяжести поясов в сечении  $x$

$$h_x = h'_{оп} + \operatorname{tg} \alpha x = 0,60 + 0,1 \cdot 3,50 = 0,95 \text{ м.}$$

Расчетное усилие в нижнем поясе

$$N = \frac{11367,2}{0,95} = 11964 \text{ кг.}$$

Необходимая площадь сечения брутто нижнего пояса определяется по формуле (59)

$$F_{бр} = \frac{11964}{0,9 \cdot 80} = 166 \text{ см}^2,$$

где  $k_{осл}=0,9$  — коэффициент ослабления растянутых элементов болтами и гвоздями.

Принимаем сечение нижнего пояса из двух досок ближайшее по сортаменту  $2 \times 5 \times 18$  см, площадью  $F_{бр}=180$  см<sup>2</sup>.

Для удобства конструирования верхний пояс проектируем также из двух досок  $5 \times 18$  см. При этом окончательная высота балки на опоре  $h'_{оп} = h_{оп} - 0,18 = 0,78 - 0,18 = 0,60$  м, т. е. такая же, как и была принята.

Перекрестную стенку балки проектируем из двух слоев досок сечением  $2,5 \times 15$  см, расположенных под углом  $45^\circ$  к нижнему поясу. Ребра жесткости из конструктивных соображений ставим из брусков сечением  $5 \times 9$  см на расстоянии  $1/8l$ , т. е. через  $\frac{900}{8} = 112$  см, что соответствует расстоянию между прогонами под кровлю.

а) Расчет стыка нижнего пояса

Стык нижнего пояса проектируем посредине пролета и осуществляем его на болтах из круглой стали  $d_6 = 12$  мм с деревянными накладками сечением  $4 \times 18$  см и внутренней прокладкой сечением  $5 \times 18$  см (рис. 40).

Определяем несущую способность болта на один срез (табл. 22):

из условий смятия в среднем элементе

$$T_6 = 50cd = 50 \cdot 5 \cdot 1,2 = 300 \text{ кг};$$

из условий смятия крайних элементов

$$T_6 = 80ad = 80 \cdot 4 \cdot 1,2 = 384 \text{ кг};$$

из условий изгиба нагеля

$$T_6 = 250d^2 = 250 \cdot 1,2^2 = 360 \text{ кг}.$$

Из полученных трех величин принимаем наименьшее, т. е.  $T_6 = 300$  кг.

Растягивающее усилие в середине пролета нижнего пояса балки

$$N_p = \frac{M}{h - h_n} = \frac{11958}{1,23 - 0,18} = 11400 \text{ кг},$$

где  $M$  — изгибающий момент посредине пролета, равный

$$M = \frac{1181 \cdot 9^2}{8} = 11958 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Необходимое количество четырехсрезных болтов получим по формуле (60)

$$n = \frac{11400}{4 \cdot 300} = 9,5 \approx 10 \text{ шт.}$$

Болты размещаем по одну сторону стыка по два болта в ряду с количеством  $\frac{10}{2} = 5$  рядов.

В соответствии с правилами размещения болтов принимаем: расстояние между болтами вдоль волокон  $s_1 = 10$  см  $> 7d = 7 \cdot 1,2 = 8,4$  см, поперек волокон —  $s_2 = 10$  см  $> 3,5d = 3,5 \cdot 1,2 = 4,2$  см. Расстояние от кромки накладки поперек волокон  $s_3 = 4$  см  $> 3d = 3 \cdot 1,2 = 3,6$  см.

Таким образом, длина накладки выразится

$$s = s_1 \cdot 6 \cdot 2 = 10 \cdot 6 \cdot 2 = 120 \text{ см}.$$

б) Проверка прочности принятых сечений

Проверяем прочность сечения нижнего пояса по крайнему ряду болтов с учетом ослабления пояса болтами на расстоянии от опоры

$$x = \frac{l}{2} - 5s_1 = \frac{9}{2} - 5 \cdot 0,1 = 4 \text{ м}.$$



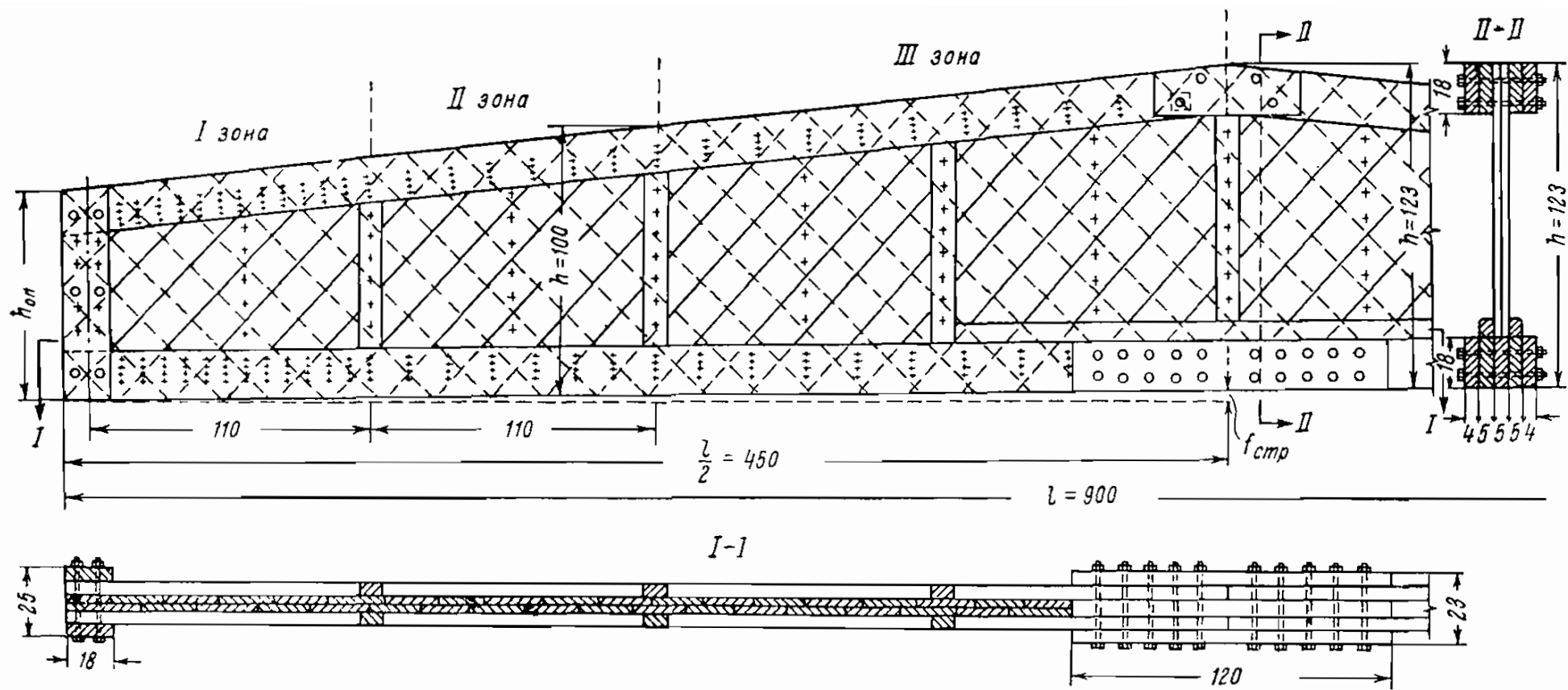


Рис. 40. Конструкция балки с перекрестной стенкой

I зона — гвозди  $d = 5$  мм;  $l = 150$  мм; шаг  $s_I = 8$  см; II зона — гвозди  $d = 5$  мм;  $l = 150$  мм; шаг  $s_{II} = 16$  см; III зона — гвозди  $d = 5$  мм;  $l = 150$  мм; шаг  $s_{III} = 20$  см

Расчетный изгибающий момент в этом сечении

$$M = \frac{qx}{2}(l - x) = \frac{1181 \cdot 4}{2}(9 - 4) = 11810 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Расстояние между осями поясов в этом сечении

$$h'_x = h'_{\text{оп}} + x \operatorname{tg} \alpha = 0,60 + 4 \cdot 0,1 = 1,00 \text{ м}.$$

Расчетное усилие

$$N_p = \frac{M}{h'_x} = \frac{11810}{1} = 11810 \text{ кг}.$$

Площадь сечения нетто нижнего пояса

$$F_{\text{нт}} = F_{\text{бр}} - 2 \cdot 2d_{\text{бн}}n = 2 \cdot 5 \cdot 18 - 2 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 5 = 180 - 24 = 156 \text{ см}^2.$$

Несущая способность нижнего пояса

$$N_1 = F_{\text{нт}}R_p = 156 \cdot 80 = 12480 \text{ кг} > N_p = 11810 \text{ кг}.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{11810}{156} = 75,7 \text{ кг/см}^2 < [R_p] = 80 \text{ кг/см}^2.$$

в) Расчет гвоздей для крепления поясов

Для расчета гвоздей всю длину балки разбиваем на три зоны гвоздевого забоя: первые две зоны — на первых панелях от опоры длиной по 112 см, вторые зоны — на вторых панелях от опоры также по 112 см и третья зона — на остальном участке длиной  $4 \cdot a = 4 \cdot 112 = 448 \text{ см}$ .

Расчет гвоздей производим для каждой зоны в отдельности на сдвигающую силу, действующую в середине зоны.

Зона I. Расстояние середины зоны от опоры

$$x_1 = \frac{a}{2} = \frac{112}{2} = 56 \text{ см}.$$

Поперечная сила в этом сечении

$$Q_1 = q \left( \frac{l}{2} - x_1 \right) = 1181 \left( \frac{9}{2} - 0,56 \right) = 4653 \text{ кг}.$$

Изгибающий момент в этом сечении

$$M_1 = \frac{qx_1}{2}(l - x_1) = \frac{1181 \cdot 0,56}{2} \times (9 - 0,56) = 2798 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Расстояние между центрами поясов

$$h_1 = 0,60 + 0,56 \cdot 0,1 = 0,66 \text{ м}.$$

Продольное усилие в нижнем поясе

$$N_I = \frac{M_I}{W_I} = \frac{2798}{0,66} = 4239 \text{ кг.}$$

Сдвигающее усилие

$$T_I = \frac{Q_I}{h_I} - \frac{M_I \operatorname{tg} \alpha}{h_I^2} = \frac{Q_I}{h_I} - \frac{N_I \operatorname{tg} \alpha}{h_I} = \frac{4653 - 4239 \cdot 0,1}{0,66} = 6404 \text{ кг.}$$

Определим длину гвоздя при  $d=5 \text{ мм}$

$$\begin{aligned} l &= a + 2c + 2n + 1,5d + 4d = \\ &= 50 + 2 \cdot 25 + 3 \cdot 2 + 1,5 \cdot 5 + 4 \cdot 5 = 133,5 \text{ мм,} \end{aligned}$$

где  $n$  — количество швов в пакете досок нижнего пояса с зазором каждого шва по 2 мм, равное 3;

$a$  — толщина поясных досок;

$c$  — толщина досок перекрестной стенки;

$d$  — диаметр гвоздя.

Принимаем длину гвоздя, равную трехкратной толщине доски,  $l_{гв} = 150 \text{ мм}$ .

Определим несущую способность гвоздя на один срез по табл. 22 с коэффициентом 0,8:

из условий смятия в средних элементах

$$T_{гв} = 0,8 \cdot 50cd = 0,8 \cdot 50 \cdot 2 \cdot 2,5 \cdot 0,5 = 100 \text{ кг;}$$

из условий смятия в крайних элементах

$$T_{гв} = 0,8 \cdot 80ad = 0,8 \cdot 80 \cdot 5 \cdot 0,5 = 160 \text{ кг;}$$

из условий изгиба

$$T_{гв} = 0,8 \cdot 250d^2 + a^2 = 0,8 \cdot 250 \cdot 0,5^2 + 5^2 = 70 \text{ кг.}$$

Для расчета принимаем наименьшее значение из условий работы гвоздя на изгиб  $T_{гв} = 70 \text{ кг}$ .

Гвоздь работает на два среза. Несущая способность двухсрезного гвоздя  $T_{гв} = 70 \cdot 2 = 140 \text{ кг}$ .

Необходимое количество гвоздей для зоны I определяется по формуле (63)

$$n_I = \frac{6404 \cdot 1,12}{140} = 51,2 \approx 52 \text{ шт.}$$

Принимая шаг гвоздей в соответствии с правилом размещения их вдоль волокон  $s_1 = 8 \text{ см} > 15d = 15 \cdot 0,5 = 7,5 \text{ см}$  и забивая гвозди по четыре штуки в ряд, получим:

$$n = \frac{112 \cdot 4}{8} = 56 \text{ шт.} > n_I = 52 \text{ шт.}$$

Зона II. Расстояние середины зоны от опоры

$$x_{II} = 112 + \frac{112}{2} = 168 \text{ см.}$$

Поперечная сила в этом сечении

$$Q_{II} = q \left( \frac{l}{2} - x_{II} \right) = 1181 \left( \frac{9}{2} - 1,68 \right) = 3330 \text{ кг.}$$

Изгибающий момент

$$M_{II} = \frac{qx_{II}}{2} \cdot (l - x_{II}) = \frac{1181 \cdot 1,68}{2} (9 - 1,68) = 7261 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Расстояние между центрами поясов

$$h_{II} = 0,60 + 1,68 \cdot 0,1 = 0,77 \text{ м.}$$

Продольное усилие

$$N_{II} = \frac{7261}{0,77} = 9430 \text{ кг.}$$

Сдвигающее усилие

$$T_{II} = \frac{Q_{II}}{h_{II}} - \frac{N_{II} \operatorname{tg} \alpha}{h_{II}} = \frac{3330 - 9430 \cdot 0,1}{0,77} = 3100 \text{ кг.}$$

Необходимое количество двухсрезных гвоздей для II зоны определяем по формуле (63)

$$n_{II} = \frac{3100 \cdot 1,12}{140} = 24,8 \approx 25 \text{ шт.}$$

Принимая шаг гвоздей вдоль волокон  $s_1 = 16 \text{ см}$  и забивая гвозди по четыре штуки в ряд, получим:

$$n = \frac{112 \cdot 4}{16} = 28 \text{ шт.} > n_{II} = 25 \text{ шт.}$$

Зона III. Расстояние от опоры до середины III зоны

$$x_{III} = 2 \cdot 1,12 + \frac{1,12}{2} = 2,8 \text{ м.}$$

Поперечная сила в этом сечении

$$Q_{III} = 1181 \left( \frac{9}{2} - 2,8 \right) = 2008 \text{ кг.}$$

Изгибающий момент

$$M_{III} = \frac{1181 \cdot 2,80}{2} (9 - 2,8) = 10251 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Расстояние между центрами поясов

$$h_{III} = 0,60 + 2,80 \cdot 0,1 = 0,88 \text{ м.}$$

Продольное усилие

$$N_{III} = \frac{10\,251}{0,88} = 11650 \text{ кг}.$$

Сдвигающее усилие определяем по формуле (62)

$$T_{III} = \frac{2008 - 11650 \cdot 0,1}{0,88} = 946 \text{ кг}.$$

Необходимое количество гвоздей определяем по формуле (63)

$$n_{III} = \frac{946 \cdot 2 \cdot 1,12}{140} = 15,1 \approx 15 \text{ шт.}$$

Из конструктивных соображений (в доску забивается не менее трех гвоздей) принимаем шаг гвоздей  $s_1 = 20 \text{ см}$  и, забивая гвозди по четыре штуки в ряд, получим:

$$n = \frac{2 \cdot 112 \cdot 4}{20} = 44 \text{ шт.} > 15 \text{ шт.}$$

г) Конструкции опорного и конькового узлов

Опорный узел балки выполняется с помощью прокладок и стоек с двух сторон из досок толщиной  $5 \text{ см}$ , скрепленных между собой гвоздями  $d_{ГВ} = 5 \text{ мм}$ , длиной  $l_{ГВ} = 250 \text{ мм}$  и шестью болтами  $d_b = 12 \text{ мм}$ .

Стык верхнего пояса выполняется на накладках из досок толщиной  $4 \text{ см}$ , шириной  $18 \text{ см}$ , длиной  $l = 55 \text{ см}$ , скрепленных четырьмя болтами  $d_b = 12 \text{ мм}$  — по два болта с каждой стороны.

### 3. ПРОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИ БАЛКИ

Проверку устойчивости на продольный изгиб сжатого верхнего пояса в соответствии с нормами делать не следует, так как расстояние между прогонами кровли и ребрами жесткости, равное  $112 \text{ см}$ , не превышает  $25$  толщин доски пояса, т. е.  $25d = 25 \cdot 5 = 125 \text{ см}$ .

Производим проверку устойчивости стенки из плоскости балки в середине опорной панели.

Усилие, приходящееся на одну доску при угле уклона досок  $45^\circ$ ,

$$D = \frac{T_I b}{\sin 2\beta} = \frac{64 \cdot 15}{2 \cdot 0,7} = 686,3 \text{ кг},$$

где  $b = 15 \text{ см}$  — ширина доски перекрестной стенки.

Напряжение в доске

$$\sigma = \frac{D}{F_\varphi} = \frac{686,3}{15 \cdot 2,5 \cdot 1} = 18,4 \text{ кг/см}^2 < [R_c] = 130 \text{ кг/см}^2.$$

#### 4. ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ НИЖНЕГО ПОЯСА БАЛКИ

Балка ослаблена гвоздями на расстоянии от опоры  $x = 3,50$  м.  
Расчетное усилие в нижнем поясе  $N = 10\,902$  кг.  
Площадь сечения нижнего пояса нетто

$$F_{нт} = 2 \cdot 5 \cdot 18 - 2 \cdot 5 \cdot 4 \cdot 0,5 = 160 \text{ см}^2,$$

где  $F_{осл} = 20 \text{ см}^2$ ;  $k_{осл} \approx 0,9$ .

Несущая способность нижнего пояса в сечении  $x$

$$R_p F_{ост} = 80 \cdot 160 = 12\,800 \text{ кг} > 10\,902 \text{ кг}.$$

Такую проверку можно было и не производить, так как свободная длина досок перекрестной стенки между гвоздями не превышает 30 толщин доски, т. е.  $30 \cdot 2,5 = 75$  см.

#### 5. ПРОВЕРКА БАЛКИ НА ЖЕСТКОСТЬ

Проверку балки на жесткость производим по моменту инерции

$$I = 0,7 \frac{F_{бр} h_0}{2} = 0,7 \frac{180 \cdot 82^2}{2} = 423\,612 \text{ см}^4$$

Прогиб балки определяем по формуле (25)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{9,10 \cdot 900^4}{10^5 \cdot 423\,612} = 1,85 \text{ см}.$$

Относительный прогиб  $\frac{f}{l} = \frac{1,85}{900} = \frac{1}{488} < \frac{1}{200}$ .

### § 23. ДЕРЕВО-МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ БАЛКИ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЕМ

Конструкция дерево-металлической балки с предварительным напряжением арматуры и древесины представляет собой новинку.

Конструкция балки состоит из древесины круглого или прямоугольного сечения и стальных стержней — гладких или периодического профиля, уложенных в каналы нижней растянутой зоны балки, концы которых закреплены на анкерных устройствах в виде оголовников, одеваемых на концы балок (рис. 41).

Предварительное напряжение балки состоит в том, что арматуру подвергают нагреванию до  $t = 80—90^\circ$  или натяжению в пределах упругих свойств, в результате чего она получает удлинение. Не охлаждая, концы стальных стержней с той же температурой закрепляют на металлических оголовниках балки. При охлаждении стержни будут укорачиваться, создавая выгиб балки, противоположный действию вертикальной нагрузки. При этом в металлическом стержне возникнет напряжение

сжатия, величина которого не должна превосходить допускаемого, определяемого по формуле

$$\sigma = ktE \leq [R_c], \quad (68)$$

где  $k$  — коэффициент линейного удлинения стали;

$t$  — температура, характеризуемая разностью между максимальным нагревом и эксплуатационной температурой стержня;

$E$  — модуль упругости для стали.

При определении напряжения необходимо учесть потери предварительного напряжения от температурного перепада, величина которых принимается условно, как и в предварительно напряженных железобетонных конструкциях, по формуле

$$\sigma = 20 \Delta t, \quad (69)$$

где  $\Delta t$  — температурный перепад.

Величину сжимающего усилия можно определить из условий равенства деформаций

$$ktl = \frac{Pl}{EF} \quad \text{или} \quad \Delta l = \frac{Pl}{EF}, \quad (70)$$

откуда

$$P = \frac{\Delta l EF}{l}. \quad (71)$$

Остальной расчет на прочность и жесткость производится по обычным формулам

строительной механики как сжато-изгибаемых элементов по закону независимости.

В приведенных ниже примерах расчета установлено, что экономия древесины в дерево-металлических балках доходит до 40% при сравнительно небольшом расходе металла.

Этот метод расчета является сугубо теоретическим, правильность которого может быть установлена только после экспериментальной проверки балки в лабораторных или заводских условиях.

Конструкция балки проста в изготовлении и может быть применена как несущая конструкция в любых сооружениях.

**Пример 25.** Рассчитать и запроектировать дерево-металлическую балку прямоугольного сечения для междуэтажного

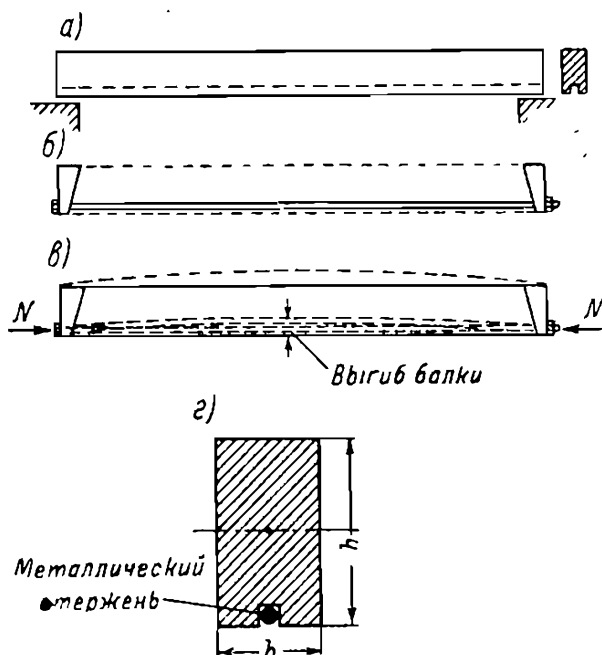


Рис. 41. Конструкция  
деревометаллической балки

$a$  — общий вид деревянной балки;  $б$  — оголовник и стальной стержень;  $в$  — балка в собранном виде;  $г$  — поперечное сечение балки

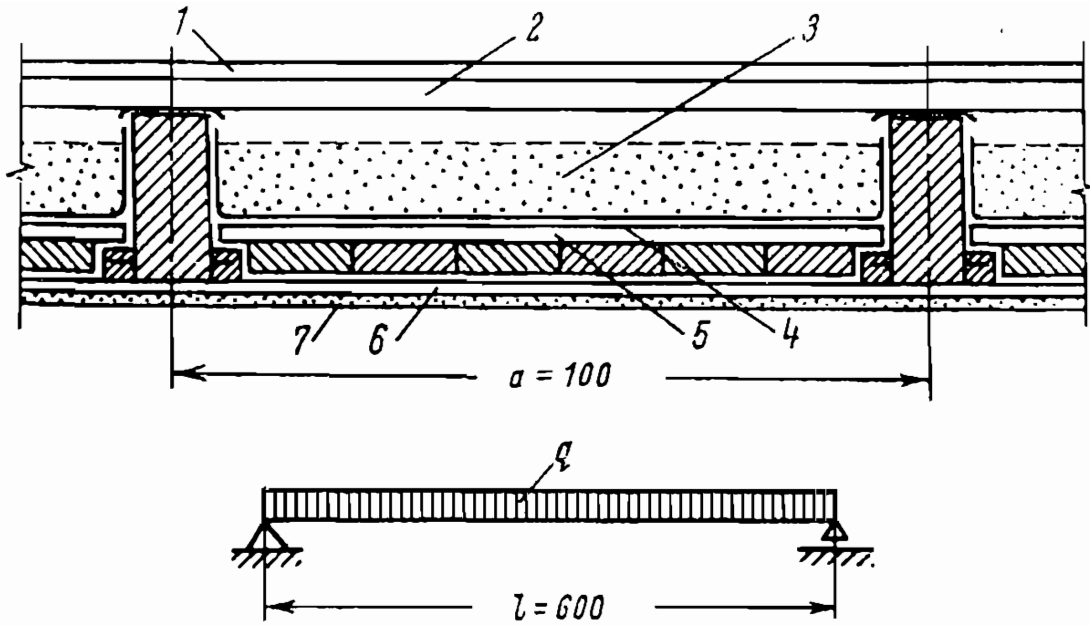


Рис. 42. Конструкция междуэтажного перекрытия и расчетная схема  
 1 — паркет; 2 — настил; 3 — шлак; 4 — толевая прокладка; 5 — щитовой накат;  
 6 — подшивка; 7 — штукатурка

Таблица 26

Нагрузки, приходящиеся на 1 пог. м балки  
 при расстоянии между осями балок 1 м и ориентировочной  
 ширине балок 12 см, в кг

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
<b>Постоянная:</b>			
паркетный пол 0,02·700 . . . . .	14	1,1	15,4
настил под паркет 0,04·500 . . . . .	20	1,1	22,0
утеплитель из шлака 0,12·900× ×0,88 . . . . .	95	1,2	114,0
толевая прокладка . . . . .	2	1,2	2,4
щитовой накат с поперечными брусками 0,05·500·0,88 . . . . .	22	1,1	24,2
подшивка 0,019·500 . . . . .	9,5	1,1	10,45
штукатурка 0,02·1600 . . . . .	32	1,2	38,4
Итого . . . . .	$g^H = 194,5$		$g = 227,85$
Собственный вес балки определяется по формуле (37) $q_{св} = \frac{194,5 + 150}{\frac{1000}{6 \cdot 6} - 1}$ . . . . .	12,85	1,1	14,13
Временная . . . . .	$p^H = 150$	1,4	$p = 210$
Полая . . . . .	$q^H = 357$		$q = 452$



перекрытия жилого здания по следующим данным: расчетный пролет балки  $l=6$  м; расстояние между осями балки  $a=1$  м; нагрузки: постоянные  $g^H$  — в соответствии с рис. 42, временная  $p^H=150$  кг/м<sup>2</sup>; коэффициенты перегрузки принимаются по табл. 9; материал — осина влажностью 15%; расчетные сопротивления принимаем по табл. 5 и 6:  $R_H=130 \cdot 0,8=104$  кг/см<sup>2</sup>; сталь круглая класса А-1 с расчетным сопротивлением  $R_a=2100$  кг/см<sup>2</sup>; прогиб балки  $f=1/250 l$ .

*Решение.* Балку проектируем по типу предварительно напряженных конструкций с изготовлением в заводских условиях, предназначенную для эксплуатации в помещении при  $t=20^\circ$ . Подсчет нагрузок приведен в табл. 26.

Для предварительного напряжения арматуры подвергаем ее нагреву до  $t=85^\circ$

### 1. РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ

Максимальный изгибающий момент

$$M_{\max} = \frac{452 \cdot 6^2}{8} = 2034 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

В качестве арматуры принимаем круглый стержень  $d=30$  мм. При нагревании до  $t=85^\circ$  стержень получит удлинение

$$\Delta l_1 = l k t = 600 \cdot 85 \cdot 0,000012 = 0,62 \text{ см}.$$

Когда концы стержня будут закреплены к оголовникам при  $t=85^\circ$ , стержень при охлаждении до  $t_1=20^\circ$  будет укорачиваться на величину, равную

$$\Delta l_2 = l \cdot t_2 k = 600 \cdot 65 \cdot 0,000012 = 0,47 \text{ см},$$

где  $t_2=85-20=65^\circ$  — разность температур.

Потерю напряжения при этом вследствие перепада температур принимаем условно

$$\sigma = 20 \Delta t = 20 \cdot 20 = 400 \text{ кг/см}^2.$$

Таким образом, расчетное сопротивление стали класса А-1

$$R_{ap} = R_a - \sigma = 2100 - 400 = 1700 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение сжатия, возникающее в стальном стержне при его охлаждении,

$$\sigma = k t_2 E = 0,000012 \cdot 65 \cdot 2,1 \cdot 10^6 = 1638 \text{ кг/см}^2 < 1700 \text{ кг/см}^2.$$

Величину неизвестного сжимающего усилия определяем по формуле

$$P = \frac{\Delta l E F}{l} = \frac{0,47 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 7,06}{600} = 11\,614 \text{ кг}.$$

Принимаем предварительно сечение балки  $b \times h = 12 \times 24 \text{ см}$ . Полученная сжимающая сила  $P$  будет вызывать в балке изгибающий момент обратного знака, величина которого относительно нейтральной оси

$$M_1 = Pz = 11614 \cdot 10,5 = 121\,947 \text{ кг} \cdot \text{см},$$

где  $z$  — расстояние от центра тяжести стального стержня до нейтральной оси (рис. 43).

Часть изгибающего момента от вертикальных нагрузок будет воспринята стальным стержнем, величина которого выразится

$$M_2 = R_{ар} W = 1700 \times 2,65 = 4505 \text{ кг} \cdot \text{см},$$

где  $W$  — момент сопротивления стали:

$$W = \frac{\pi d^3}{32} = \frac{3,14 \cdot 3^3}{32} = 2,65 \text{ см}^3.$$

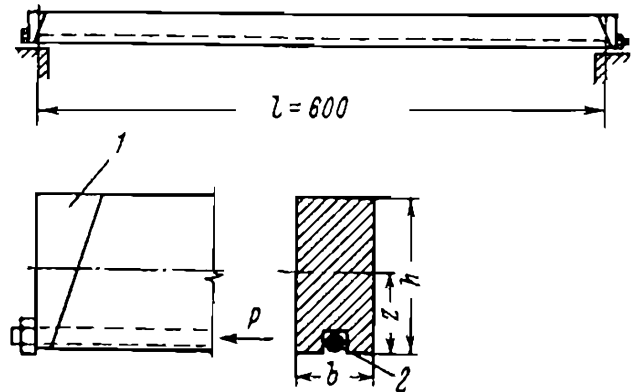


Рис. 43. Конструкция дерево-металлической балки  
1 — металлический оголовок; 2 — стальной стержень  $d = 30 \text{ мм}$

Таким образом, расчетный изгибающий момент

$$M_p = M_{\max} - M_3 = 203\,400 - 126\,452 = 76\,948 \text{ кг} \cdot \text{см},$$

где  $M_3 = M_1 + M_2 = 121\,947 + 4505 = 126\,452 \text{ кг} \cdot \text{см}$ .

Требуемый момент сопротивления определяем по формуле (47)

$$W_{\text{тр}} = \frac{76948}{104} = 740 \text{ см}^3.$$

Из формулы  $\frac{bh^2}{6} = W_{\text{тр}}$  найдем необходимую высоту балки

$$h = \sqrt{\frac{6W_{\text{тр}}}{b}} = \sqrt{\frac{740 \cdot 6}{12}} = 19,3 \text{ см} < 24 \text{ см}.$$

Оставляем принятое сечение балки  $b \times h = 12 \times 24 \text{ см}$  и проверим расчетом на жесткость.

## 2. РАСЧЕТ НА ЖЕСТКОСТЬ

Момент инерции поперечного сечения балки относительно нейтральной оси (дерева)

$$I_d = \frac{12 \cdot 24^3}{12} = 13\,824 \text{ см}^4.$$

Момент инерции сечения стального стержня относительно нейтральной оси

$$I_c = \frac{\pi d^4}{64} + Fa^2 = \frac{3,14 \cdot 3^4}{64} = 7,07 \cdot 10,5^2 = 784 \text{ см}^4.$$

Прогиб балки определяем с учетом прогиба от изгибающего момента

$$l = \frac{5 q^H l^4}{384 E_d I_d} - \frac{M l^2}{8 E_0 I_c} = \frac{5 \cdot 3,57 \cdot 600^4}{384 \cdot 10^5 \cdot 13824} - \frac{126452 \cdot 600^2}{8 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 784} = 4,36 - 3,45 = 0,91 \text{ см.}$$

Относительный прогиб  $\frac{f}{l} = \frac{0,91}{600} = \frac{1}{659} < \frac{1}{250}$ .

Собственный вес балки

$$q_{св} = 0,12 \cdot 0,24 \cdot 500 = 14,4 \text{ кг} > 12,85 \text{ кг.}$$

Собственный вес балки получили на 1,55 кг больше принятого. Перерасчет делать не следует, так как прочность и жесткость балки удовлетворяют поставленным условиям с запасом.

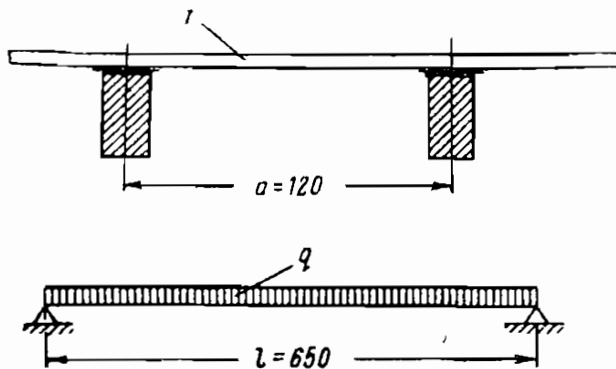


Рис. 44. Конструктивная схема перекрытия и расчетная схема  
1 — пол из досок шпунтованных

Если балку принять цельного сечения из древесины, то расчетный изгибающий момент  $M_{\max} = 203\,400 \text{ кг} \cdot \text{см}$ .

Требуемый момент сопротивления определяем по формуле (47)

$$W_{\text{тр}} = \frac{203\,400}{104} = 1956 \text{ см}^3.$$

При ширине балки  $b = 18 \text{ см}$  необходимую высоту получим по формуле (55)

$$h = \sqrt{\frac{1956 \cdot 6}{18}} = 26 \text{ см.}$$

Площадь поперечного сечения  $F_1 = 0,12 \times 0,24 = 0,0288 \text{ см}^2$  меньше площади сечения  $F_2 = 0,18 \times 0,26 = 0,0468 \text{ см}^2$ , что составляет экономию около 40%.

**Пример 26.** Рассчитать и запроектировать дерево-металлическую балку прямоугольного сечения для междуэтажного перекрытия складского помещения по следующим данным: расчетный пролет балки  $l = 6,50 \text{ м}$ ; расстояние между осями балок  $a = 1,20 \text{ м}$ ; нагрузки: постоянная  $g^H$  — в соответствии с рис. 44;

временная  $p=400 \text{ кг/м}^2$ ; коэффициенты перегрузки принимаем по табл. 9; материал: осина влажностью 15%; сталь периодического профиля класса А-II; расчетные сопротивления принимаем по табл. 5 и 6: для осины  $R_{и}=150 \cdot 0,8=120 \text{ кг/см}^2$ , для стали  $R_{а}=2700 \text{ кг/см}^2$ ; прогиб балки  $f=\frac{1}{200}l$ ; модуль упругости: для дерева  $E_{д}=10^5 \text{ кг/см}^2$ , для стали  $E_{с}=2,10 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$ ; температурный перепад  $\Delta t=20^\circ$ .

*Решение.* Балку проектируем по типу предварительно напряженных конструкций с изготовлением в заводских условиях.

Таблица 27

Нагрузки, приходящиеся на 1 пог. м балки при расстоянии между осями балок 1,20 м, в кг

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
Постоянная: пол дощатый $0,5 \cdot 500 \cdot 1,2 \dots$ собственный вес балки, определяемый по формуле (37)	30	1,1	33
$q_{св} = \frac{30 + 400}{\frac{1000}{7 \cdot 6,5} - 1} \cdot 1,2 \dots$	24	1,1	26
Временная $400 \cdot 1,2 \dots$	480	1,3	624
Итого $\dots$	$q^н = 534$		$q = 683$

### 1. РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ

Максимальный изгибающий момент

$$M_{\max} = \frac{683 \cdot 6,5^2}{8} = 3720 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

В качестве арматуры принимаем два стержня периодического профиля  $d=30 \text{ мм}$ .

Для предварительного напряжения арматуры подвергаем ее натяжению силой  $P=30 \text{ т}$ .

Абсолютное удлинение обеих стержней получим по формуле

$$\Delta l = \frac{\frac{P}{2} l}{FE_c} = \frac{15\,000 \cdot 650}{7,06 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 0,66 \text{ см},$$

где  $F$  — площадь сечения одного стержня арматуры:

$$F = \frac{3,14 \cdot 3^2}{4} = 7,06 \text{ см}^2.$$

При этом напряжение в арматуре

$$\sigma = E_c \varepsilon = 2100 \cdot 000 \cdot 0,00101 = 2121 \text{ кг/см}^2,$$

где  $\varepsilon$  — относительное удлинение:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{0,66}{650} = 0,00101.$$

Учитывая потерю напряжения в арматуре вследствие температурного перепада,

$$\sigma = 20\Delta t = 20 \cdot 20 = 400 \text{ кг/см}^2.$$

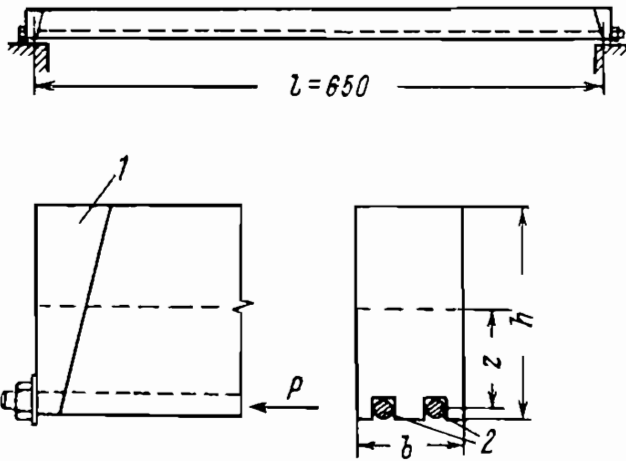


Рис. 45. Конструкция  
деревометаллической балки

1 — оголовник; 2 — металлические стержни  
 $d = 30 \text{ мм}$

Расчетное сопротивление  
за вычетом потерь

$$R_a = 2700 - 400 = 2300 \text{ кг/см}^2 > 2121 \text{ кг/см}^2.$$

После удаления натяжных устройств стальные стержни будут укорачиваться под действием сжимающей силы  $P_c$ , равной растягивающей силе  $P = 30 \text{ т}$ , вызывая изгибающий момент обратного знака (выгиб).

Задаваясь предварительным сечением балки  $b \times h = 12 \times 22 \text{ см}$ , в растянутой зоне которой в двух

каналах сечением  $3 \times 3 \text{ см}$  размещаем два стержня  $d = 30 \text{ мм}$ , плечо внутренних сил  $z = \frac{22}{2} - 1,5 = 9,5 \text{ см}$  (рис. 45).

Определяем величину изгибающего момента

$$M_1 = Pz = 30000 \cdot 9,5 = 285000 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Кроме того, два стержня воспринимают часть изгибающего момента от вертикальных сил

$$M_2 = 2WR_a = 2 \cdot 2,65 \cdot 2300 = 12190 \text{ кг} \cdot \text{см},$$

где  $W = \frac{3,14 \cdot 3^3}{32} = 2,65 \text{ см}^3$  — момент сопротивления одного стержня.

Таким образом, расчетный изгибающий момент

$$M_p = M_{\max} - M_3 = 372\,000 - 297\,190 = 79\,810 \text{ кг}\cdot\text{см},$$

где  $M_3 = 285\,000 + 12\,190 = 297\,190 \text{ кг}\cdot\text{см}$ .

Требуемый момент сопротивления для древесины

$$W_{\text{тр}} = \frac{79\,810}{120} = 665 \text{ см}^3.$$

Из формулы  $\frac{bh^2}{6} = W_{\text{тр}}$  получим необходимую высоту балки

$$h = \sqrt{\frac{6W_{\text{тр}}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 665}{12}} = 19 \text{ см} < 22 \text{ см}.$$

## 2. РАСЧЕТ НА ЖЕСТКОСТЬ

Момент инерции сечения древесины относительно нейтральной оси

$$I_d = \frac{bh^3}{12} = \frac{12 \cdot 22^3}{12} = 10\,648 \text{ см}^4.$$

Момент инерции сечения двух стержней относительно нейтральной оси

$$I_c = \frac{\pi d^4}{64} \cdot 2 + 2Fa^2 = \frac{3,14 \cdot 3^4}{64} \cdot 2 + 2 \cdot 7,06 \cdot 9,5^2 = 1290 \text{ см}^4.$$

Определяем прогиб балки по формуле (25) с учетом прогиба от изгибающего момента  $M_3$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H l^4}{E_d I_d} - \frac{M_3 l^2}{8E_c I_c} = \frac{5}{384} \cdot \frac{5,34 \cdot 650^4}{10^5 \cdot 10\,648} - \frac{297\,190 \cdot 650^2}{8 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 1290} = 5,8 \text{ см}.$$

Относительный прогиб  $\frac{f}{l} = \frac{5,8}{650} = \frac{1}{112} > \frac{1}{200}$ .

Следовательно, условию жесткости балка не удовлетворяет. Для соблюдения условия жесткости принимаем сечение древесины  $b \times h = 12 \times 26 \text{ см}$ .

Тогда момент инерции древесины относительно нейтральной оси

$$I_d = \frac{12 \cdot 26^3}{12} = 17\,500 \text{ см}^4.$$

Момент инерции двух стержней арматуры относительно нейтральной оси

$$I_c = \frac{\pi d^4}{64} \cdot 2 + 2Fa^2 = \frac{3,14 \cdot 3^4}{64} \cdot 2 + 2 \cdot 7,06 \cdot 11,5^2 = 1900 \text{ см}^4,$$

где  $a$  — плечо внутренних сил:

$$a = z = \frac{26}{2} - 1,5 = 11,5 \text{ см.}$$

Прогиб балки

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{5,34 \cdot 650^4}{10^5 \cdot 17\,500} - \frac{297\,190 \cdot 650^2}{8 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 1900} = 3,10 \text{ см.}$$

$$\text{Относительный прогиб } \frac{f}{l} = \frac{3,10}{650} = \frac{1}{210} < \frac{1}{200}.$$

Принимаем сечение древесины для балки из условий расчета на жесткость  $b \times h = 12 \times 26 \text{ см.}$

Определим сечение балки полностью из древесины. Расчетный изгибающий момент  $M_{\max} = 372\,000 \text{ кг} \cdot \text{см.}$

Момент сопротивления

$$W = \frac{372\,000}{1,15 \cdot 120} = 2700 \text{ см}^3,$$

где 1,15 — коэффициент, вводимый к моменту сопротивления по табл. 31 в предположении, что ширина балки  $b$  будет больше 14 см. Задаваясь шириной балки  $b = 16 \text{ см}$ , необходимую высоту получим из формулы (55)

$$h = \sqrt{\frac{2700 \cdot 6}{16}} = 32 \text{ см.}$$

Произведем сравнение древесины по двум вариантам.

Площадь сечения древесины по первому варианту

$$F_1 = 0,12 \cdot 0,26 = 0,031 \text{ м}^2.$$

Площадь сечения древесины по второму варианту

$$F_2 = 0,16 \cdot 0,32 = 0,0512 \text{ м}^2.$$

Экономия древесины составляет 35%.



## Глава VII

# ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОПИЛ

### § 24. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ РАСЧЕТА СТРОПИЛ

Стропила являются несущей конструкцией для кровли с обрешеткой и нагрузкой от снега и ветра. По конструкции стропила делятся на два вида:

а) наслонные, имеющие обычно две или три опоры; наслонные стропила являются распорной конструкцией; опорные реакции в наслонных стропилах направлены под углом, где горизонтальная составляющая (распор) передается на мауэрлат;

б) висячие, имеющие затяжку, которая воспринимает распор; опорные реакции в висячих стропилах направлены вертикально (рис. 46).

Выбор конструкции стропил зависит от характера сооружения, уклона кровли и вида применяемых кровельных материалов.

В зданиях при отсутствии внутренних стен с малыми пролетами обычно применяются наслонные односкатные стропила; при больших пролетах — висячие стропила в виде ферм.

В зданиях при наличии внутренних стен применяются наслонные стропила.

Наслонные стропила, как правило, обходятся дешевле висячих. Материалом для стропил служат доски, бревна, брусья.

Расстояние между стропилами зависит от вида применяемой обрешетки и ее размеров и принимается в пределах 1—2 м. Уклон стропил колеблется в пределах от 4 до 40° и зависит от уклона кровли и применяемых кровельных материалов: пологие стропила от 4 до 10° делают под кровлю из рулонных



материалов, от 10 до 25° — под железную кровлю и круче — под черепицу и этернитовые кровли.

Стропила могут быть односкатными и двускатными, симметричными и несимметричными. В качестве несущих конструкций для покрытия временных сооружений применяются треугольные двускатные фермы-балки из досок с уклоном 4—6° под рулонные кровли.

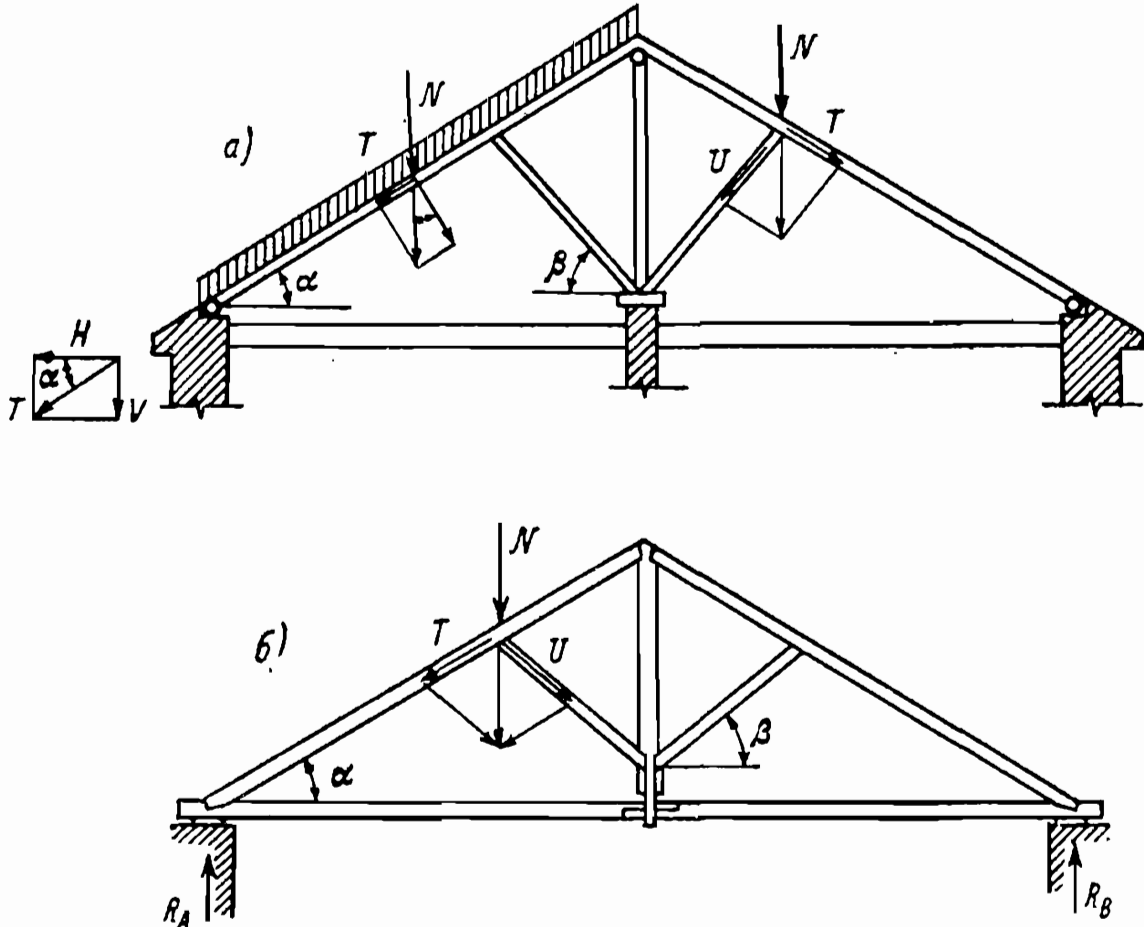


Рис. 46. Конструктивные схемы стропил  
 а — наклонные стропила; б — висячие стропила

Расчет стропил производится на прочность и жесткость. На прочность расчет производится на расчетную нагрузку, определяемую по формуле

$$q = (g \cos \alpha + p \cos^2 \alpha) a,$$

где  $g$  — постоянная расчетная нагрузка в кг;  
 $p$  — временная расчетная нагрузка в кг;  
 $a$  — расстояние между осями стропил в м.

На жесткость расчет производится на нормативную нагрузку, определяемую по формуле

$$q^H = (g^H \cos \alpha + p^H \cos^2 \alpha) a, \quad (73)$$

где  $g^H$  и  $p^H$  — соответственно постоянная и временная нормативные нагрузки в кг.

Расчет сжатых элементов производится по площади брутто  $F_{бр}$  с учетом продольного изгиба, а расчет растянутых элементов — по площади нетто  $F_{нт}$  с учетом ослабления врубками и отверстиями для болтов.

## § 25. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

*Пример 27.* Рассчитать и запроектировать наклонные стропила подкосной системы под кровлю из волнистого шифера для здания с кирпичными стенами по следующим данным: пролет

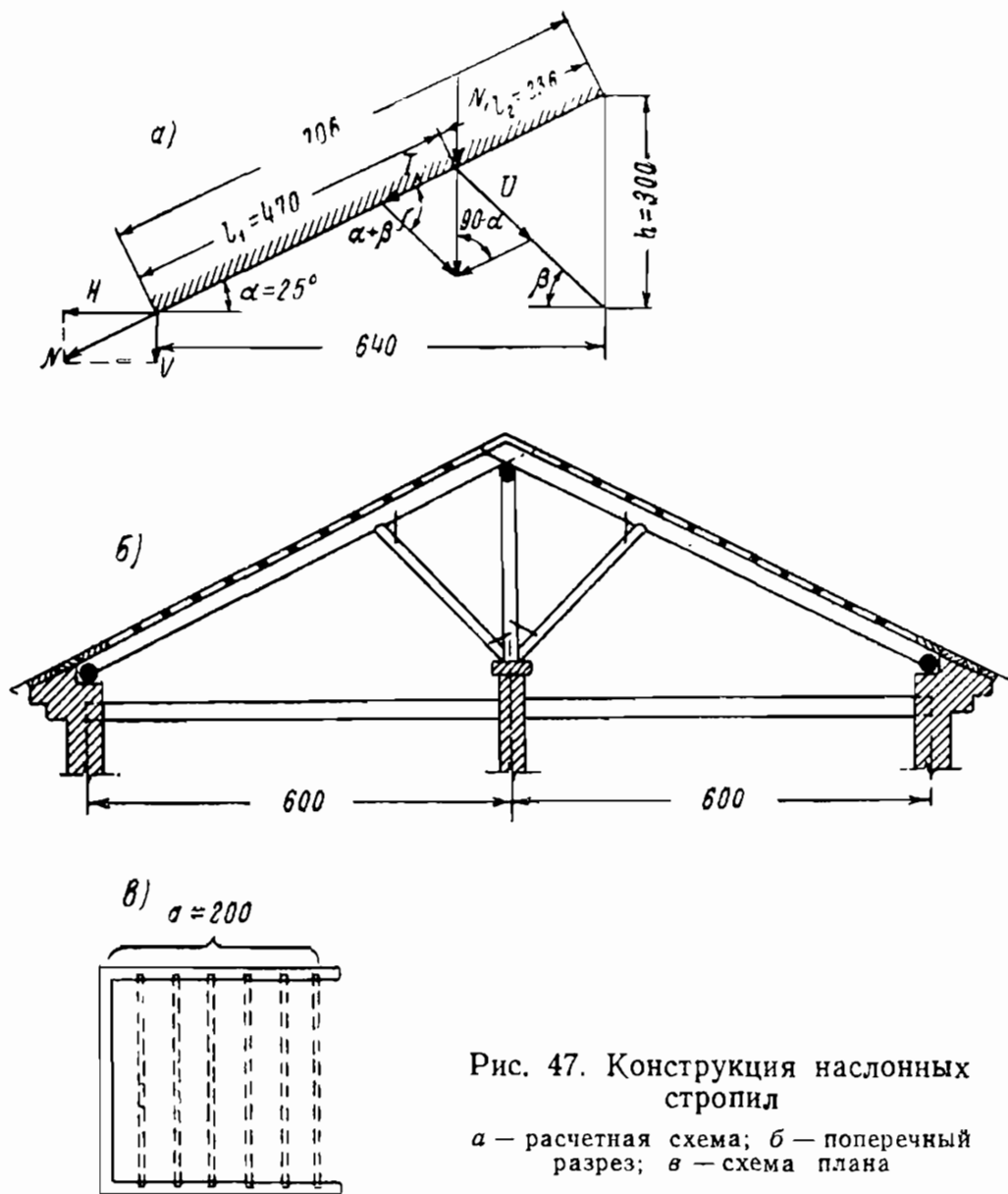


Рис. 47. Конструкция наклонных стропил

$a$  — расчетная схема;  $b$  — поперечный разрез;  $v$  — схема плана

стропил  $l = 12$  м; расстояние между осями стропил  $a = 2$  м; уклон стропил  $\alpha = 25^\circ$ ; нагрузки: постоянные  $g^H$  — в соответствии с рис. 47; временная от снега для III пояса  $p_c^H = 100$  кг/м<sup>2</sup>; коэффициенты перегрузки принимаются по табл. 9; материал — осина влажностью 25%; расчетные сопротивления для осины

принимаются по табл. 5 и 6:  $R_{и} = 160 \cdot 0,8 = 128 \text{ кг/см}^2$ ;  $R_{р} = 80 \cdot 0,8 = 64 \text{ кг/см}^2$ ;  $R_{с} = 130 \cdot 0,8 = 104 \text{ кг/см}^2$ ;  $R_{см} = 24 \cdot 0,8 = 19,2 \text{ кг/см}^2$ ; модуль упругости  $E = 10^5 \text{ кг/см}^2$ ; прогиб  $f = 1/200 l$ ; коэффициент условий работы  $m_{и} = 0,85$ .

### 1. ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ РАЗМЕРЫ ЭЛЕМЕНТОВ СТРОПИЛ

При  $\alpha = 25^\circ$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{640} = 0,466,$$

откуда высота стропил

$$h = 640 \cdot 0,466 = 3 \text{ м}; \quad \sin \alpha = 0,423; \quad \cos \alpha = 0,906.$$

Длина стропильной ноги

$$l' = \frac{\frac{l}{2}}{\cos \alpha} = \frac{6,40}{0,906} = 7,06 \text{ м}.$$

Длина подкоса

$$a = \frac{c \sin A}{\sin c} = \frac{3 \cdot 0,906}{0,938} = 2,90 \text{ м}.$$

Длина верхнего отрезка стропильной ноги

$$l^2 = \frac{c \sin B}{\sin A} = \frac{3 \cdot 0,707}{0,906} = 2,36 \text{ м}.$$

Длина нижнего отрезка стропильной ноги

$$l_1 = l' - l_2 = 7,06 - 2,36 = 4,70 \text{ м}.$$

Подсчет нагрузок приведен в табл. 28.

Таблица 28

Нагрузки, приходящиеся на 1 пог. м стропил  
при расстоянии между стропилами в осях 2 м, в кг

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
Постоянная:			
волнистый шифер толщиной 5 мм 0,05 · 1900 · 2 . . . . .	19	1,1	20,9
обрешетка из брусков сечением 65 × 65 мм 0,065 · 0,065 · 4 · 500 . . . . .	8,45	1,1	9,3
собственный вес стропил при диаметре их 16 см 3,14 · 0,08 <sup>2</sup> · 500 . . . . .	10	1,1	11,0
Итого . . . . .	$g^H = 38$		$g = 41$
Временная от снега 100 · 2 . . . . .	$p_c^H = 200$	1,4	$p_c = 280$
Итого . . . . .	$q^H = 238$		$g = 321$

## 2. РАСЧЕТ СТРОПИЛЬНОЙ НОГИ НА ПРОЧНОСТЬ

Для расчета стропильных ног расчетную и нормативную нагрузки на 1 пог. м стропил необходимо разложить на составляющие, действующие нормально к скату кровли,

$$q = (g \cos \alpha + p_c \cos^2 \alpha) = 41 \cdot 0,906 + 280 \cdot 0,906^2 = \\ = 37,15 + 229,60 = 266,75 = 267 \text{ кг/м.}$$

Максимальный изгибающий момент

$$M_{\max} = \frac{267 \cdot 4,70^2}{8} \cdot 100 = 73\,725 \text{ кг} \cdot \text{см.}$$

Требуемый момент сопротивления определяем по формуле (47)

$$W_{\text{тр}} = \frac{73\,725}{0,85 \cdot 128} = 677 \text{ см}^3.$$

Из формулы для момента сопротивления для круглого сечения  $\frac{\pi d^3}{32} = W_{\text{тр}}$  находим

$$d = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot 677}{3,14}} = 19 \text{ см.}$$

Принимаем диаметр бревна  $d = 19 \text{ см.}$

## 3. ПРОВЕРКА СТРОПИЛЬНОЙ НОГИ НА ЖЕСТКОСТЬ

Нормативную нагрузку (постоянную и временную) на единицу длины стропильной ноги определяем по формуле

$$q^{\text{н}} = g^{\text{н}} \cos \alpha + p_c^{\text{н}} \cos^2 \alpha = 38 \cdot 0,906 + 200 \cdot 0,906^2 = \\ = 34,4 + 164 = 198,4 \text{ кг/м} \approx 1,98 \text{ кг/см.}$$

Максимальный прогиб определяем по формуле (25)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,98 \cdot 470^4}{10^5 \cdot 6394} = 1,98 \text{ см,}$$

где  $I$  — момент инерции относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения:

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 19^4}{64} = 6394 \text{ см}^4.$$

$$\text{Относительный прогиб } \frac{f}{l} = \frac{1,98}{470} = \frac{1}{237} < \frac{1}{200}.$$

#### 4. РАСЧЕТ ПОДКОСА

Сжимающее усилие в подкосе возникает от силы

$$N_1 = \frac{q(l_1 + l_2)}{2} = \frac{321 \cdot 7,06}{2} = 1133 \text{ кг}.$$

Разложив эту силу на составляющие, получим

$$U = \frac{N_1 \cos \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} = \frac{1133 \cdot 0,906}{0,938} = 1094 \text{ кг}.$$

Задаваясь сечением подкоса  $d=12 \text{ см}$ , проверим его прочность на сжатие с учетом продольного изгиба. Допуская в закреплении концов подкоса подвижность, за расчетную длину подкоса принимаем

$$l_0 = 1 \cdot a = 1 \cdot 290 = 290 \text{ см}.$$

Гибкость подкоса

$$\lambda = \frac{290}{3} = 97.$$

Этому коэффициенту соответствует  $\varphi=0,33$ . Прочность на сжатие

$$R_c = \frac{U}{\varphi F} = \frac{1094}{0,33 \cdot 113} = 29,8 \text{ кг/см}^2 < [R_c] = 104 \text{ кг/см}^2.$$

#### 5. РАСЧЕТ ОПОРЫ

Сжимающее усилие в нижней части стропильной ноги определяем по формуле

$$N = \frac{q(l_1 + 2l_2)}{2 \sin \alpha} = \frac{321(4,70 + 2 \cdot 2,36)}{2 \cdot 0,423} = 3574 \text{ кг}.$$

Разлагая эту силу на составляющие, получим

$$H = N \cos \alpha = 3574 \cdot 0,906 = 3238 \text{ кг};$$

$$V = N \sin \alpha = 3574 \cdot 0,423 = 1511 \text{ кг}.$$

Горизонтальная составляющая  $H$  передается на мауэрлат под углом  $\alpha=25^\circ$ .

Расчетное сопротивление под углом  $\alpha=25^\circ$  определяем по формуле

$$R_c = \frac{R_{cm}}{1 + \left( \frac{R_{cm}}{R_{cm90}} - 1 \right) \sin^3 \alpha} = \frac{104}{1 + \left( \frac{104}{19,2} - 1 \right) 0,423^3} = 78 \text{ кг/см}^2.$$

Необходимую глубину врубки (упор стропильной ноги в мауэрлат) определяем из условия потребной площади на смятие древесины в мауэрлате под углом  $\alpha=25^\circ$

$$F_{тр} = \frac{3238}{78} = 41,5 \text{ см}^2,$$

что соответствует глубине врубки  $h=4 \text{ см}$ .

Вертикальная составляющая  $V=1511$  кг передается также на мауэрлат. При диаметре мауэрлата  $d=18$  см площадь смятия поперек волокон

$$F_{см} = \frac{18 \cdot 19}{2} = 171 \text{ см}^2.$$

Напряжение на сжатие поперек волокон

$$\sigma_c = \frac{1511}{171} = 8,8 \text{ кг/см}^2 < [R_{см}] = 19,2 \text{ кг/см}^2.$$

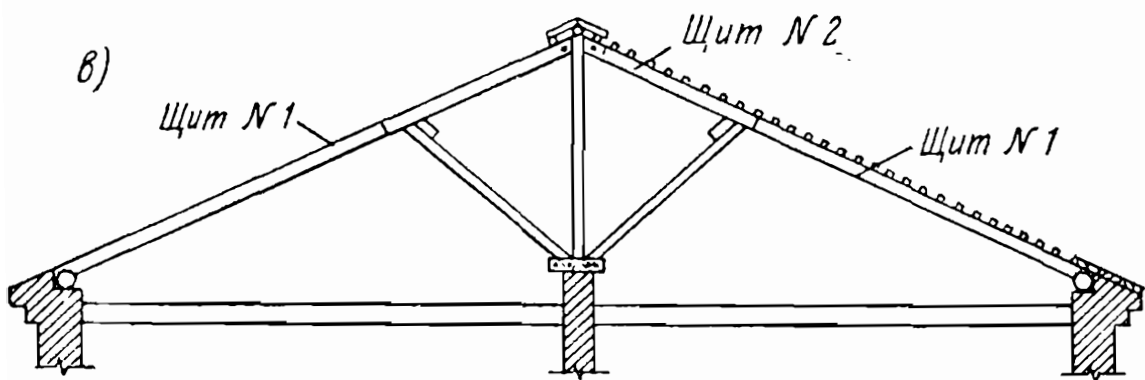
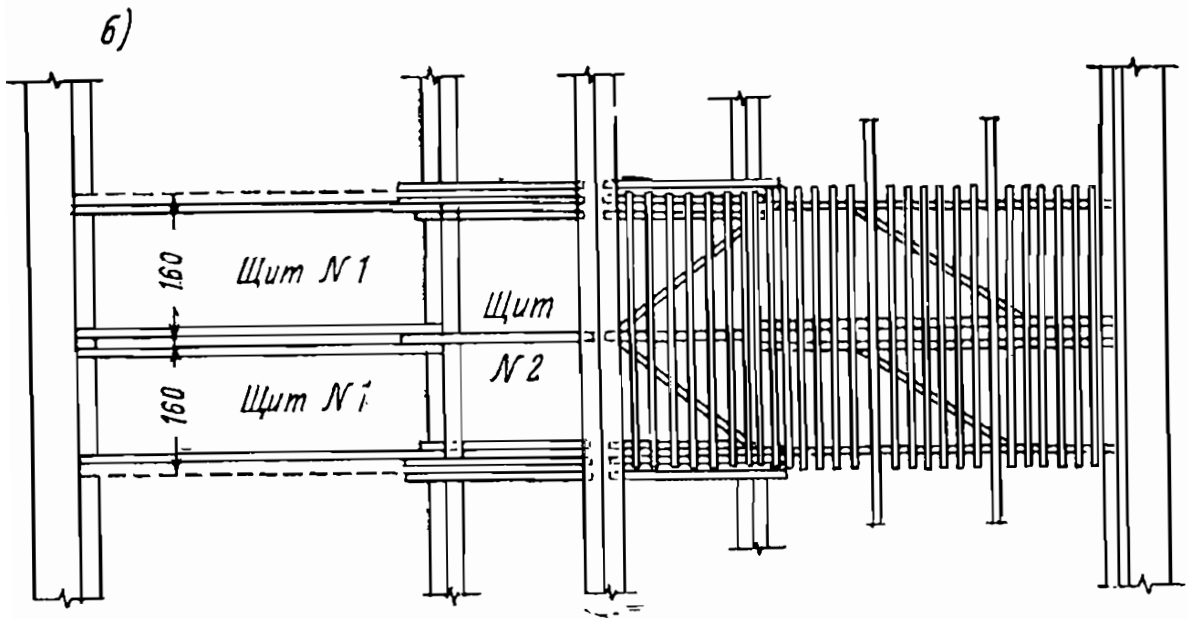
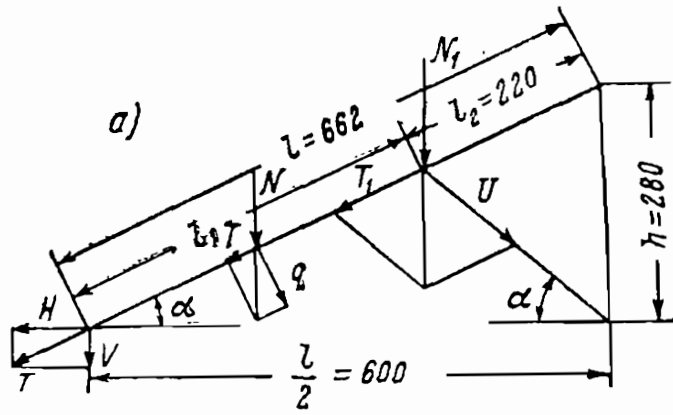
*Пример 28.* Рассчитать и запроектировать сборно-раздвижные стропила заводского изготовления под железную кровлю для каменного здания по следующим данным: пролет стропил  $l=12$  м; расстояние между стропилами  $a=1,6$  м; уклон кровли  $\alpha=25^\circ$ ; нагрузки: постоянные  $g^H$  — в соответствии с рис. 48, временная от снега для III пояса —  $p_c^H=100$  кг/м<sup>2</sup>. Коэффициенты перегрузки принимаются по табл. 9; материал — осина влажностью 25%; расчетные сопротивления принимаются по табл. 5 и 6:  $R_H=130 \cdot 0,8=104$  кг/см<sup>2</sup>;  $R_c=130 \cdot 0,8=104$  кг/см<sup>2</sup>; модуль упругости  $E=10^5$  кг/см<sup>2</sup>; прогиб  $f=1/200$ .

Конструкцию сборно-раздвижных стропил проектируем из раздвижных опор, устанавливаемых через 3,2 м, поперечных щитов шириной 1,6 м (нижняя часть стропил от мауэрлата до раздвижных опор) и продольных щитов (верхняя часть стропил от конька до подкоса раздвижных опор). Расчетные нагрузки приведены в табл. 29.

Таблица 29

Нагрузки, приходящиеся на 1 пог. м доски поперечного щита при ширине 1,6 м, в кг

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
Постоянная:			
железная кровля $\frac{6 \cdot 1,6}{2} \dots$	4,8	1,1	5,28
обрешетка $0,05 \cdot 0,05 \cdot 500 \cdot 5 \cdot 0,8$	5,0	1,1	5,50
собственный вес стропильной ноги ориентировочно при сечении доски $5 \times 20$ $0,05 \cdot 0,2 \cdot 500$	5,0	1,1	5,50
Итого . . . . .	$g^H = 15,0$		$g = 16,0$
Временная от снега $\frac{100 \cdot 1,6}{2} \dots$	$p_c^H = 80$	1,4	$p_c = 112,0$
Итого . . . . .	$q^H = 95,0$		$q = 128$



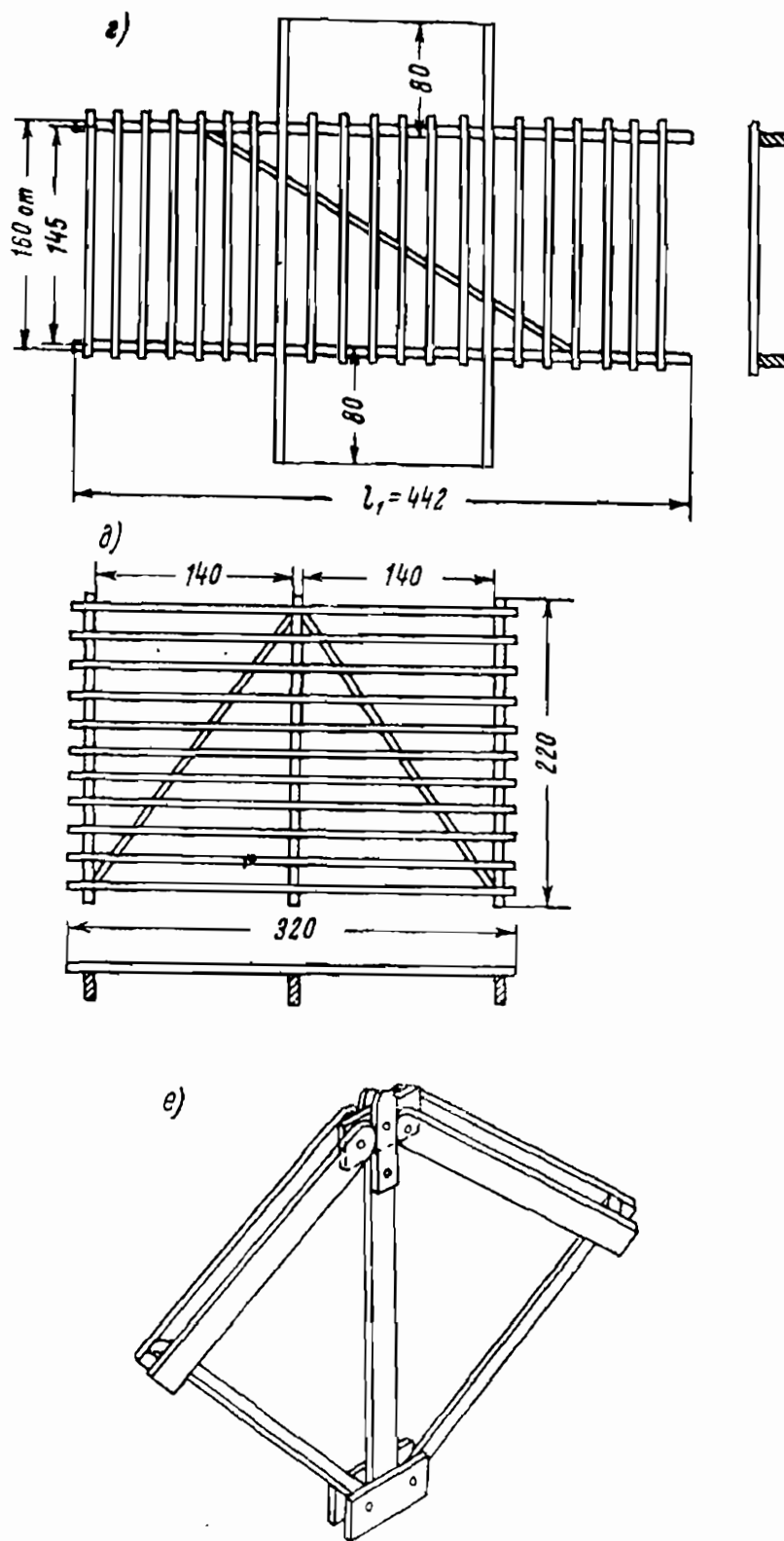


Рис. 48. Конструктивная схема сборно-раздвижных стропил  
 а — расчетная схема; б — план; в — разрез; г — щит № 1; д — щит № 2;  
 е — деталь раздвижной опоры



## 1. ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ РАЗМЕРЫ ЭЛЕМЕНТОВ СТРОПИЛ

Высота стропил при угле  $\alpha = 25^\circ$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{600} = 0,466,$$

откуда

$$h = 600 \cdot 0,466 = 280 \text{ см}; \quad \sin \alpha = 0,423; \quad \cos \alpha = 0,906.$$

Длина стропильной ноги

$$l' = \frac{\frac{l}{2}}{\cos \alpha} = \frac{600}{0,906} = 662 \text{ см}.$$

Длина подкоса

$$a = \frac{c \sin A}{\sin C} = \frac{2,80 \cdot 0,906}{0,938} = 2 \text{ м} = 200 \text{ см}.$$

Длина отрезка  $l_2$  верхней части стропильной ноги

$$l_2 = \frac{c \sin B}{\sin A} = \frac{2,80 \cdot 0,707}{0,906} = 2,20 \text{ м} = 220 \text{ см}.$$

Длина отрезка  $l_1$  нижней части стропильной ноги

$$l_1 = 6,62 - 2,20 = 4,42 \text{ м} = 442 \text{ см}.$$

## 2. РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОГО ЩИТА

Основным несущим элементом сборно-раздвижных стропил является поперечный щит, состоящий из двух досок, обрешетки из брусков  $5 \times 5 \text{ см}$ , прибитых к доскам гвоздями через  $20 \text{ см}$ , и диагональной доски (ребра жесткости), прибитой к доскам и обрешетке гвоздями.

Для расчета несущей доски поперечного щита на прочность необходимо привести расчетную нагрузку к нагрузке, действующей нормально к скату кровли,

$$q = g \cos \alpha + p_c \cos^2 \alpha = 16 \cdot 0,906 + 112 \cdot 0,906^2 = \\ = 106,5 \approx 107 \text{ кг/м}.$$

Максимальный изгибающий момент

$$M_{\max} = \frac{107 \cdot 4,42^2}{8} = 262,15 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления определяем по формуле (47)

$$W_{\text{тр}} = \frac{26 \ 215}{0,85 \cdot 104} = 296 \text{ см}^3.$$

По формуле (55) при ширине доски  $b=5$  см находим высоту доски щита

$$h = \sqrt{\frac{6W_{\text{тр}}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 296}{5}} = 18,5 \text{ см.}$$

Принимаем сечение доски  $5 \times 20$  см.

### 3. ПРОВЕРКА ПОПЕРЕЧНОГО ЩИТА НА ЖЕСТКОСТЬ

Расчет на жесткость производим на нормативную нагрузку, величину которой для расчета определяем по формуле

$$q^n = g^n \cos \alpha + p_c^n \cos^2 \alpha = 15 \cdot 0,906 + 80 \cdot 0,906^2 = 91,5 \approx 92 \text{ кг/м.}$$

Момент инерции сечения

$$I = \frac{5 \cdot 20^3}{12} = 3333 \text{ см}^4.$$

Прогиб доски щита определяем по формуле (25)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,92 \cdot 442^4}{10^6 \cdot 3333} = 1,4 \text{ см.}$$

$$\text{Относительный прогиб } \frac{f}{l} = \frac{1,4}{442} = \frac{1}{315} < \frac{1}{200}.$$

### 4. КОНСТРУКЦИЯ ПРОДОЛЬНОГО ЩИТА

Продольный щит имеет размеры  $220 \times 320$  см, состоит из трех несущих досок на ребро сечением  $5 \times 20$  см, обрешетки из брусков сечением  $5 \times 5$  см и диагональных раскосов из досок сечением  $5 \times 20$  см.

Расчет несущих элементов продольного щита не производим, так как при равных расстояниях по ширине между поперечным и продольным щитами  $1,6$  м расчетная длина продольного щита  $2,20$  м меньше расчетной длины поперечного щита.

### 5. РАСЧЕТ ПОДКОСА (ОПОРНОЙ СТОЙКИ)

Используя подсчитанные ниже нагрузки на  $1$  пог. м поперечного щита и увеличивая их в  $2$  раза (расстояние между подвижными опорами в  $2$  раза больше), определяем сжимающее усилие в подкосе, действующее по его направлению

$$U = \frac{2q(l_1 + l_2) \cos \alpha}{2 \sin(\alpha + \beta)} = \frac{2 \cdot 128(4,42 + 2,20) \cdot 0,906}{2 \cdot 0,938} = 813 \text{ кг.}$$

Принимая сечение подкоса из брусков  $10 \times 10$  см, проверим его прочность с учетом продольного изгиба.

Расчетная длина подкоса  $l_0 = 200$  см. Гибкость подкоса (табл. 14)

$$\lambda = \frac{200}{0,289 \cdot 10} = 73.$$

Этой гибкости соответствует  $\varphi = 0,574$ .

Прочность на сжатие

$$R_c = \frac{U}{\varphi F} = \frac{813}{0,574 \cdot 10 \cdot 10 \cdot 0,85} = 16,9 \text{ кг/см}^2 < [R_c] = 104 \text{ кг/см}^2.$$

**Пример 29.** Рассчитать и запроектировать треугольную двускатную балку-ферму из досок сборной конструкции в условиях монтажной площадки, предназначенную для покрытия временного сооружения, по следующим данным: расчетный пролет  $l = 9 \text{ м}$ ; высота балки-фермы  $1/9 \text{ } h = 1,0 \text{ м}$ ; расстояние между осями балок-ферм  $a = 1,6 \text{ м}$ ; нагрузки: постоянные  $g^H$  — в соответствии с рис. 49; временная от снега для III пояса  $p_c^H = 100 \text{ кг/м}^2$ ; коэффициенты перегрузки принимаются по табл. 9; материал — осина влажностью 25%; расчетные сопротивления принимаются по табл. 5 и 6:  $R_H = 130 \cdot 0,8 = 104 \text{ кг/см}^2$ ,  $R_B = 80 \cdot 0,8 = 64 \text{ кг/см}^2$ ; модуль упругости  $E = 10^5 \text{ кг/см}^2$ ;  $R_{сш} = 24 \cdot 0,8 = 19,2 \text{ кг/см}^2$ ; коэффициент условий работы  $m_H = 0,85$ ; строительный подъем  $f_{стр} = 1/200 \text{ l}$ .

Расчетные нагрузки приведены в табл. 30.

Таблица 30

Нагрузки, приходящиеся на 1 пог. м балки-фермы при расстоянии между ними в осях 1,6 м, в кг

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
Постоянная:			
рулонная трехслойная кровля на мастике 10·1,6 . . . . .	16,0	1,1	17,6
обрешетка двухслойная верхняя защитная из досок толщиной 16 мм 0,016·500·1,6 . .	12,8	1,1	14,08
нижняя рабочая из досок толщиной 19 мм с зазором на 50% 0,019·500·1,6·0,5 . . . . .	7,6	1,1	8,36
Итого . . . . .	$g^H = 36,4$		$g = 40,04$
Собственный вес балки-фермы определяем по формуле (37)			
$q_{св} = \frac{36,4 + 160}{\frac{1000}{10 \cdot 9} - 1}$ . . . . .	19,0	1,1	20,9
Временная от снега 100·1,6 . . . . .	$p_c^H = 160$	1,4	$p_c = 224,0$
Итого . . . . .	$q^H = 215$		$q = 285$

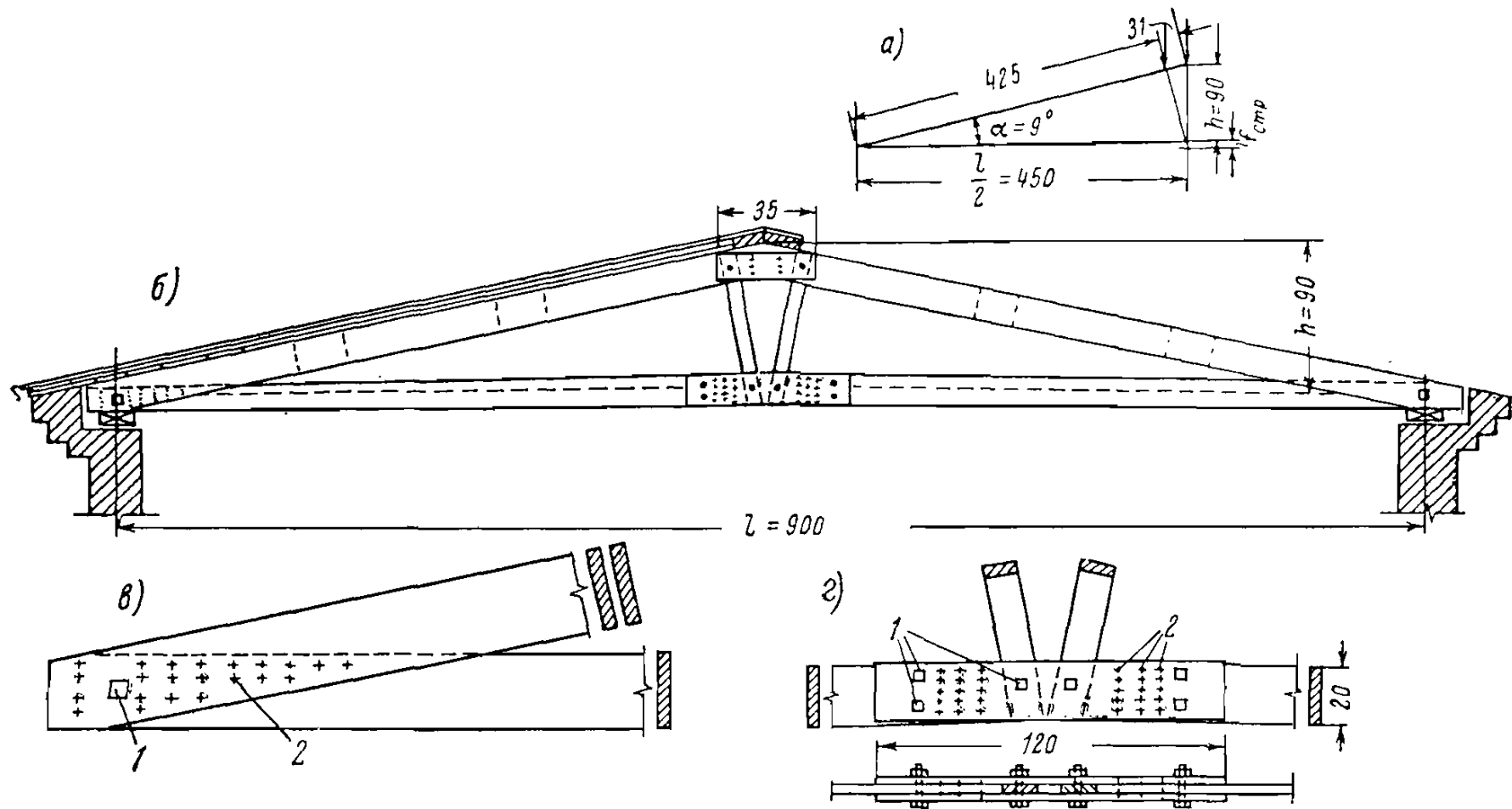


Рис. 49. Конструкция фермы-балки.

$a$  — расчетная схема;  $б$  — разрез;  $в$  — деталь опорного узла;  $г$  — деталь стыка; 1 — болты  $d = 20$  мм; 2 — гвозди  $d = 4$  мм

*Решение.* Проектируем верхний сжатый пояс из двух досок, нижний растянутый — из одной доски со стыком посередине пролета.

Угол наклона между осями верхнего и нижнего пояса

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{80}{450} = 0,178; \quad \alpha = 10^\circ; \quad \sin \alpha = 0,175; \quad \cos \alpha = 0,983,$$

где  $h_0$  — высота балки в осях:

$$h_0 = 100 - 20 = 80 \text{ см.}$$

## 2. РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ

Опорные реакции

$$R_A = R_B = \frac{285 \cdot 9}{2} = 1282,5 \text{ кг.}$$

Растягивающее усилие в нижнем поясе

$$U = \frac{ql^2}{8h_0} = \frac{285 \cdot 9^2 \cdot 100}{8 \cdot 80} = 3591 \text{ кг.}$$

Сжимающее усилие в верхнем поясе в месте максимального изгибающего момента

$$\begin{aligned} N &= \frac{U}{\cos \alpha} + \frac{ql}{4} \sin \alpha = \frac{3591}{0,983} + \frac{285 \cdot 9 \cdot 0,175}{4} = \\ &= 3652 + 112 = 3764 \text{ кг.} \end{aligned}$$

Изгибающий момент от междуузловой нагрузки в верхнем поясе

$$M = \frac{ql^2}{32} = \frac{285 \cdot 4,25^2 \cdot 100}{32} = 16086 \text{ кг} \cdot \text{см.}$$

Принимая предварительное сечение верхнего пояса из двух досок  $5 \times 20$  см, проверим их прочность.

Момент инерции сечения

$$I_{\text{бр}} = \frac{2 \cdot 5 \cdot 20^3}{12} = 6667 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции

$$r = \sqrt{\frac{6667}{2 \cdot 5 \cdot 20}} = 5,8 \text{ см.}$$

Гибкость стержня при  $l = 425$  см

$$\lambda = \frac{425}{5,8} = 73,3.$$

Коэффициент, учитывающий влияние возрастания изгибающего момента вследствие прогиба балки-фермы, определяем по формуле (22)

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3100} \cdot \frac{N}{R_c F_{\text{бр}}} = 1 - \frac{73,3^2}{3100} \cdot \frac{3764}{104 \cdot 2 \cdot 5 \cdot 20} = 0,69.$$

Момент сопротивления двух досок

$$W = \frac{2 \cdot 5 \cdot 20^2}{6} = 667 \text{ см}^3.$$

Напряжение

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{F} + \frac{M}{m_H W \xi} = \frac{3764}{220} + \frac{16086}{0,85 \cdot 667 \cdot 0,69} = \\ &= 58,1 \text{ кг/см}^2 < [R_c] = 104 \cdot 0,85 = 88,4 \text{ кг/см}^2. \end{aligned}$$

Требуемая площадь сечения нижнего пояса

$$F_{\text{тр}} = \frac{U}{m_H R_p} + 2d_b c = \frac{3591}{0,85 \cdot 64} + 2 \cdot 2 \cdot 4 = 82 \text{ см}^2,$$

где  $d_b$  — диаметр болта;

$c$  — толщина доски.

Принимаем одну доску сечением  $4 \times 20 = 80 \text{ см}^2$ .

### 3. РАСЧЕТ БОЛТОВ

Принимаем болты  $d_b = 20 \text{ мм}$ .

Несущая способность болта на один срез:

из условий смятия в середине элемента (табл. 22)

$$T_b = 50cd_b = 50 \cdot 4 \cdot 2 = 400 \text{ кг};$$

из условий смятия в крайних элементах при накладках толщиной 30 мм (табл. 22).

$$T_b = 80ad_b = 80 \cdot 3 \cdot 2 = 480 \text{ кг}.$$

Для расчета принимаем наименьшее из полученных  $T_b = 400 \text{ кг}$ .

Необходимое количество с каждой стороны стыка болтов, работающих на два среза,

$$n_b = \frac{3591}{2 \cdot 400} = 4,49 \text{ шт.}$$

Если поставить с каждой стороны стыка по два болта, а остальное усилие передать на гвозди, то получим:

$$T'_{\text{гв}} = U - 2 \cdot 2 \cdot T_b = 3591 - 2 \cdot 2 \cdot 400 = 1991 \text{ кг}.$$

Принимая гвозди  $d_{\text{гв}} = 4 \text{ мм}$ , определяем несущую способность гвоздя на один срез:

из условий смятия в среднем элементе

$$T_{\text{гв}} = 50cd_{\text{гв}} = 50 \cdot 4 \cdot 0,4 = 80 \text{ кг};$$

из условий смятия в крайних элементах

$$T_{\text{гв}} = 80cd_{\text{гв}} = 80 \cdot 3 \cdot 0,4 = 96 \text{ кг}.$$

Принимаем наименьшее из полученных  $T_{\text{гв}} = 80 \text{ кг}$ .

Необходимое количество двухсрезных гвоздей

$$n_{\text{гв}} = \frac{T'_{\text{гв}}}{2T_{\text{гв}}} = \frac{1991}{2 \cdot 80} = 12,4 \text{ шт.}$$

Принимаем 13 штук.

Строительный подъем принимаем  $\frac{l}{200} = \frac{900}{200} = 4,5 \text{ см}$  и осуществляем в месте стыка в середине пролета.

В качестве опоры для балки-фермы служит брус сечением  $20 \times 20 \text{ см}$ .

Давление на опору

$$\sigma = \frac{1282,5}{20,14} = 4,4 \text{ кг/см}^2 < [R_{\text{см}}] = 19,2 \cdot 0,85 = 16,3 \text{ кг/см}^2.$$



## Глава VIII

# КЛЕЕННЫЕ ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

### § 26. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ

В соответствии со СНиП II-В.4-62 и II-А.10-62 клееные деревянные несущие конструкции проектируются преимущественно из древесины хвойных пород (сосна, ель) с влажностью не более 15%. В конструкциях, не защищенных в эксплуатации от увлажнения, разрешается применять древесину с влажностью до 18%.

Сортамент лесоматериалов и качество древесины в готовых элементах и отдельных участках элементов несущих конструкций должны удовлетворять дополнительным требованиям приложений I и II СНиП I-В.13-62 и II-В.4-62 в зависимости от следующих категорий элементов:

категория I — растянутые элементы и растянутая зона (не менее 0,1 высоты поперечного сечения от растянутой кромки) многослойных балок высотой более 50 см; кроме того, сжатая и растянутая зоны изгибаемых, сжатых и сжато-изгибаемых элементов — арок, сжатых поясов и элементов решетки ферм, стоек, многослойных балок с высотой до 50 см, а также сжатая зона многослойных балок с высотой более 50 см, полки двутавровых балок со стенкой из досок на ребро и т. п. — с использованием более 70% расчетного сопротивления древесины;

категория II и категория IIa — то же, с использованием не более 70% расчетного сопротивления древесины;

категория III — средняя зона по высоте поперечного сечения изгибаемых, сжатых и сжато-изгибаемых многослойных



элементов, кроме стенки из досок на ребро в двутавровых балках; категория IIIa — стенки из досок на ребро в двутавровых балках.

Клееные деревянные конструкции допускается применять при условии их изготовления:

в специально оборудованных механизмами отапливаемых цехах деревообрабатывающих предприятий;

специально обученным персоналом;

при тщательном контроле качества клея, влажности древесины, качества работ по склейке элементов конструкций и деталей;

с контрольным испытанием готовых конструкций.

Клеевые деревянные конструкции могут быть дощатые и фанерные, склеиваемые из пиломатериалов и фанеры.

Толщина склеиваемых досок и брусков в прямоугольных элементах должна быть не более 5 см, а при наличии систематического увлажнения — не более 3—4 см. Толщина склеиваемых досок и брусков в криволинейных (гнутом) элементах должна быть, как правило, не более 1/300 радиуса их кривизны и не более 4 см.

Направление волокна склеиваемых досок и брусков должно совпадать. Ширина досок, склеиваемых под углом 90° или приклеиваемых к фанере, не должна превышать 10 см, а склеиваемых под углом 45°, — 15 см.

Для клееных фанерных конструкций и строительных деталей допускается применение фанеры повышенной водостойкости марки ФСФ или средневодостойкой марок ФК и ФБА, сорта не ниже ВВ по ГОСТ 3916—55 «фанера клееная».

Для конструкций и изделий, подвергающихся длительному или повторному увлажнению и не защищенных от атмосферных воздействий, следует применять фанеру повышенной водостойкости марки ФВФ на фенолформальдегидном клее (смоле) С-1 или других клеях, соответствующих смоле С-1 по водостойкости.

Для наиболее напряженных частей конструкций рекомендуется применение фанеры сорта НВ с рубашкой из шпона сорта не ниже В и с середниками из шпона сорта не ниже ВВ.

Стыки досок и брусков по длине прямолинейных растянутых элементов в растянутой зоне изгибаемых элементов (на глубину 1/10 высоты сечения) и стыки крайних досок и брусков центрально сжатых элементов осуществляются тремя способами: «впритык», «на ус» и «на зубчатый стык» (рис. 50).

Длина «уса» и размеры «зубов» должны обеспечивать равнопрочность стыка с цельной древесиной; длину «уса» принимают не менее 10 δ, длину «зуба» — не менее 3,2 см.

Стыки досок и брусков по длине криволинейных (гнутом) элементов при отношении  $\frac{r}{a} \geq 300$  осуществляются «на ус» или

«на зубчатый стык» в крайних зонах глубиной не менее 1/10 высоты сечения.

При отношении  $\frac{r}{a} < 300$  стыки всех досок или брусков осуществляются «на ус» или «на зубчатый стык».

В остальных случаях стыки осуществляют «на зубчатый стык». В результате произведенных исследований зубчатых соединений установлено, что наиболее рациональным соединением является соединение, в котором длина «зуба»  $l = 36$  мм, шаг «зуба»  $t = 8$  мм, затупление  $b = 0,3$  мм, уклон  $i = 1:9$ .

Жесткость стыкованных «зубом» образцов одинакова с целыми образцами. Зубчатые соединения рекомендуются к применению в несущих конструкциях без каких-либо снижающих коэффициентов.

Стык «впритык» осуществляется с плотной приторцовкой наиболее напряженных сжатых досок и брусков и посадкой их на клей.

Стык «впритык» рекомендуется производить в сжатой части балки, так как исследования показали, что при выполнении стыка «впритык» в растянутой зоне следует уменьшать момент инерции балки на 20% против момента инерции сечения без стыка в слое. Если стык располагается в наружном слое, то уменьшать нужно момент инерции на 40%. Точку приложения сосредоточенной силы следует удалять от места стыка.

В одном сечении элемента допускается стыкование не более 25% всех досок или брусков, причем в наиболее напряженной зоне — не более одной доски или бруска.

Расстояние (вдоль элемента) между осями стыков в смежных по высоте сечения элемента досках (брусках) должно быть не менее 20 толщин более толстой из стыкуемых досок. Стыки не должны образовывать направленных в одну сторону ступенек.

Стыки досок и брусков по ширине устраивают впритык, причем стыки в наружных слоях проклеивают. Расстояние между стыками смежных слоев (в поперечном направлении элемента) должно быть не менее 4 см (рис. 51).

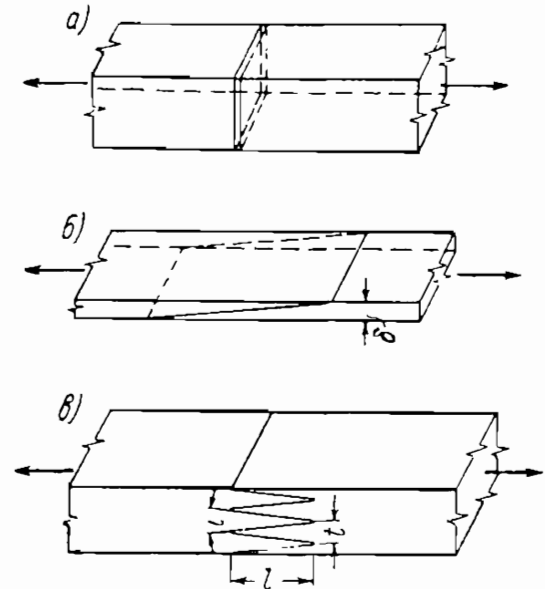


Рис. 50. Способ соединения досок по длине

*a* — впритык; *b* — «на ус»;  
*v* — на зубчатый стык

Клееные балки осуществляются, как правило, двутаврового сечения, а верхние пояса арок, ферм и шпренгелей — прямоугольного.

При современном улучшении качества клея деревянные конструкции могут выполняться из коротких обрезков досок, что в значительной степени дает возможность экономно расходовать древесину.

Ребра жесткости в клееных многослойных дощатых элементах не устраиваются. Для обеспечения поперечной устойчивости должны соблюдаться следующие правила:

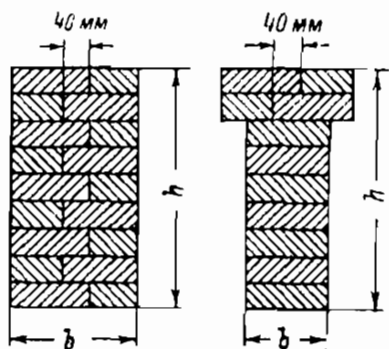


Рис 51. Соединение досок впритык по ширине клееного элемента

толщина стенки элементов двутаврового сечения, склеенной из пакета досок, принимается не менее 8 см и не менее половины наименьшей ширины полки;

отношение высоты прямоугольного или двутаврового сечения  $h$  к его ширине  $b$  принимается: для балок — не более 6, для сжатых прямолинейных элементов — не более 5 и для криволинейных — не более 4.

Для обеспечения боковой устойчивости и жесткости зарубежная литература рекомендует принимать балки с отношением сторон  $\frac{h}{b}$  в пределах, указанных в табл. 30.

Если отношения  $\frac{h}{b}$  или  $\frac{l}{b}$  больше указанных в табл. 31, то может произойти боковое (местное) разрушение деформации под нагрузкой меньшей, чем рассчитанная на изгиб балки.

Таблица 31

Боковая жесткость для высоких балок

Отношение $\frac{h}{b}$	Рекомендуемые меры жесткости
До 2	Поперечной жесткости не требуется
От 2 до 3	Концы должны быть закреплены
» 3 » 4	Концы должны быть на одной линии и заболчены
» 4 » 5	Одна из кромок балки должна удерживаться гвоздями от крепления вышележащей конструкции
» 5 » 6	Углы или плайки жесткости должны быть установлены через каждые 2 — 2,5 м
» 6 » 7	Обе кромки балки должны удерживаться гвоздями вышележащих конструкций

Здесь  $h$  и  $b$  — соответственно высота и ширина балки;  $l$  — длина пролета.

Для каждого вида закрепления концов балки есть критическая нагрузка для боковых деформаций балки. Для высоких балок она меньше, для низких — больше. При проектировании балок рекомендуется придерживаться следующих правил:

если вертикальная нагрузка вызывает в балке прогиб до  $1/360$  пролета при соотношении  $\frac{h}{b}$  меньше 4,4, то возможность боковых деформаций исключается; при допустимом прогибе  $1/200$  боковые деформации неопасны, если  $\frac{h}{b}$  меньше 3,3;

если балка подвержена изгибу и сжатию при отношении  $\frac{h}{b} \approx 5$ , то необходимо прочно фиксировать один конец на опоре так, чтобы балка имела прямую линию.

В табл. 31 приводятся данные боковой жесткости для высоких балок.

В целях уменьшения внутренних напряжений рекомендуется принимать согласованное направление годовичных слоев склеиваемых в пакет досок (рис. 52, а). Чередующееся расположение годовичных слоев (рис. 52, б) не рекомендуется, так как такое расположение способствует возникновению отдирающих усилий поперек волокон. При склеивании досок и брусков по ширине следует применять чередующееся расположение годовичных слоев (рис. 52, в), что обеспечивает минимальное коробление склеиваемых элементов. Склеивание досок с расположением годовичных слоев (рис. 52, г) не рекомендуется. При склеивании досок и брусков по пласти и кромке годовичные слои рекомендуется располагать согласно рис. 52, д.

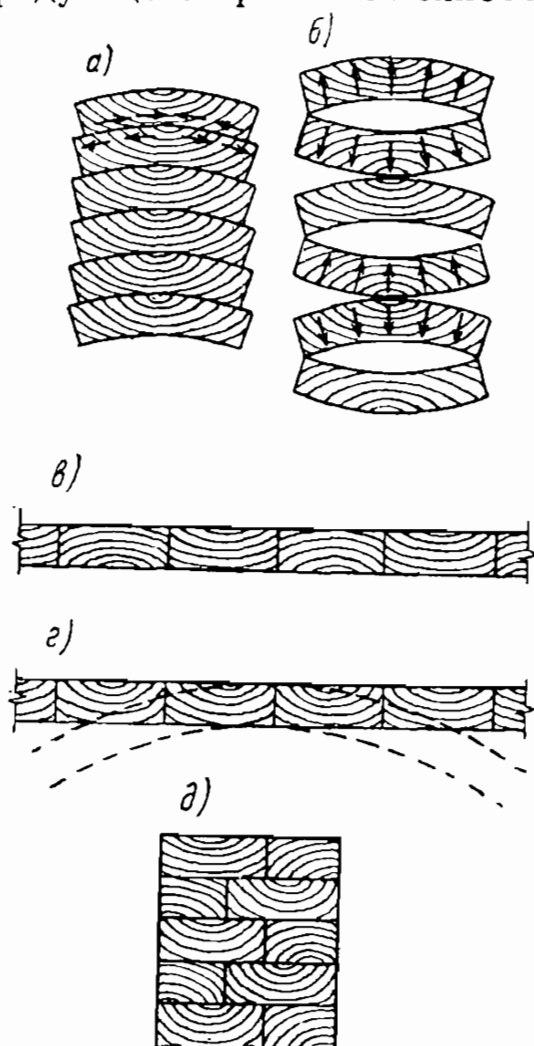


Рис. 52. Схема расположения годовичных слоев древесины в склеиваемых элементах

а — согласованное направление годовых слоев;  
 б — несогласованное направление годовых слоев;  
 в — склеенные впритык по ширине чередующиеся слои (рекомендуется);  
 г — согласованные слои (не рекомендуется);  
 д — склеивание в пакетах по ширине и высоте (рекомендуется)

Клей для соединения элементов деревянных конструкций должен обеспечивать прочность клеевого шва не ниже прочности древесины на скалывание вдоль волокон и на растяжение поперек волокон. Долговечность клеевого соединения должна отвечать назначению и сроку службы конструкции. Клеевые швы являются практически абсолютно жесткими и обеспечивают монолитность клееных элементов.

Значение склеивания в деревянных конструкциях не меньше значения сварки в стальных.

Клеи, применяемые для склеивания древесины по степени водостойкости, подразделяют на водостойкие, средневодостойкие и ограниченно водостойкие.

В водостойким клеям относятся синтетические клеи фенолформальдегидные КБ-3 и СП-2, а также резерциновые типа ФР-12.

Наиболее распространенный клей марки КБ-3 состоит из фенолформальдегидной смолы Б (100 в. ч.) и отвердителя (керосиновый контакт Петрова первого сорта), вводимого в клей перед его применением (15—25 в. ч.) для быстрого нарастания прочности.

К средневодостойким клеям относятся мочевино-формальдегидный клей марки К-17. Казеиновый и казеино-цементный клеи, имеющие широкое применение, представляют собой смесь казеинового порошка сорта «Экстра» марок В-107 или ОБ по ГОСТ 3056—45 (100 в. ч.) с портландцементом марки не ниже 400 (75 в. ч.), затворенную на воде (220—250 в. ч.).

К ограниченно водостойким клеям относится клей мездровый (столярный), к которому не предъявляется специальных требований по водостойкости и который, следовательно, не применяется для изготовления несущих деревянных конструкций.

Для приклеивания к древесине стальных полос рекомендуется применять смоляные клеи марки БФ с нагревом при  $t=100—150^{\circ}$  и давлении  $10—15 \text{ кг/см}^2$ .

Все клеи должны сохранять в течение не менее 2 ч при  $t=20^{\circ}$  свою рабочую консистенцию, т. е. обладать необходимой жизнеспособностью.

Приготовление клеевого раствора и склейка конструкций смоляными клеями должны производиться при температуре не ниже  $16^{\circ}$ .

Прочность клеевого шва обеспечивается испытанием образца на скалывание. Предел прочности (временное сопротивление в  $\text{кг/см}^2$ ) при скалывании вдоль волокон должен быть не ниже:

	Для сосны	Для дуба
при испытании образцов в сухом виде	60	80
» » » после вымачивания в воде в течение 24 ч . . .	40	55

Прочность клееного элемента обеспечивается целесообразным размещением древесины различного качества в соответствии с ее напряженным состоянием по площади поперечного сечения: лучший материал помещается в более напряженные зоны.

Склеиваемые поверхности должны быть чисто остроганы на фуговочных станках не ранее чем за 12 ч до склейки.

Во всех остальных случаях следует руководствоваться инструкцией СН П-57 и СНиП II-V.4-62.

При наличии перечисленных преимуществ имеются и недостатки клееных конструкций, а именно:

стоимость клееных конструкций выше стоимости выполненных из целого дерева;

выполнение конструкций из древесины с повышенной влажностью потребует меньше времени, чем если бы их делать из клееных деталей;

изготовление клееных элементов требует значительно большего количества специального оборудования, чем получение этих элементов из целого леса;

для получения клееной конструкции высокого качества требуется повышенная культура производства и высокая квалификация рабочей силы;

клееные конструкции негабаритных размеров, изготовленные на заводах, требуют специальных видов транспорта для перевозки их к месту монтажа.

Однако перечисленные недостатки не могут служить основанием для сокращения производства их и внедрения в различные сооружения. Богатые массивы лесных насаждений в Советском Союзе дают возможность изготавливать несущие деревянные конструкции в заводских условиях, стандартизировать и унифицировать их, используя для этого древесину не только хвойных, но и мягких лиственных пород, таких как осина, тополь, ольха и др.

К древесине мягких лиственных пород обычно конструкторы относятся с недоверием, которое порождается предвзятым мнением, что мягкие породы древесины не могут обеспечить надлежащую прочность конструкции, что они скорее изнашиваются, а следовательно, и разрушаются. Такое недоверие ничем не обосновано: издавна известно, что древесина мягких пород, особенно осина, в массовом количестве применялась для сельскохозяйственного строительства среди дореволюционного крестьянства. Срок службы таких построек превосходил постройки из леса хвойных пород.

Кроме того, древесина лиственных пород в клееных конструкциях может быть использована в сочетании с древесиной хвойных и твердых пород.

## § 27. РАСЧЕТ КЛЕЕНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Клееные балки проектируются прямоугольного, таврового, двутаврового, рельсовидного и коробчатого поперечных сечений длиной от 3 до 15 м. В балках длиной более 6 м высота  $h$  в середине пролета должна быть не менее  $1/10 l$  для двускатных балок и  $1/12 l$  — для двутавровых.

Толщина  $b_1$  стенки балок двутаврового сечения принимается не менее 8 см и не менее ширины  $b$  полки.

Для обеспечения устойчивости клееных балок из их плоскости для балок с параллельными поясами прямоугольного, двутаврового и таврового сечений отношение  $\frac{h}{b}$  и  $\frac{h_1}{b_1}$  принимается не более 6, а для двускатных балок прямоугольного сечения в середине пролета  $\frac{h}{b}$  — не более 8,5.

Клееные балки с фанерной стенкой устраивают, как правило, двутаврового сечения. Высоту балок в середине пролета принимают в пределах  $1/10$ — $1/12 l$ . Толщина стенки должна быть не менее 10 мм, причем направление волокон наружных слоев шпонов принимается перпендикулярным к оси нижнего пояса. Стыки фанерных стенок двутавровых балок перекрывают двухсторонними фанерными и дощатыми накладками на клею.

Поперечная устойчивость стенки клееных балок с фанерной стенкой обеспечивается ребрами жесткости, расположенными по длине балки на расстоянии не более  $1/9$  ее пролета и на стыках фанеры.

Пояса клеефанерных балок конструируют из двух слоев досок с каждой стороны стенки, причем внутренние слои, прилегающие к фанере, делают составными по высоте, шириной не более 100 мм, что создает уменьшение усушечных напряжений в клеевых швах, возникающих в соединениях древесины поясов поперек волокон с фанерой при изменении влажности окружающей среды.

Прочность клееных изгибаемых элементов при простом изгибе определяется по формуле (47) с введением к моменту сопротивления поправочного коэффициента  $k$ , принимаемого по табл. 32 и 33,

$$\frac{M}{k W_{\text{расч}}} \leq [R_{\text{я}}].$$

Расчетный момент сопротивления  $W_{\text{расч}}$  принимается равным моменту сопротивления нетто, умноженному:

для клееных элементов прямоугольного поперечного сечения с высотой сечения  $h \leq 50$  см и шириной сечения  $b < 14$  см — на коэффициент 1; при других размерах сечения высоты  $h$  и ширины  $b$  — на коэффициент, приводимый в табл. 32;

для клееных элементов двутаврового, рельсовидного и таврового сечений с габаритными размерами по высоте  $h$  и ширине  $b$  — на коэффициент по табл. 32 с умножением дополнительно на коэффициент по табл. 33 в зависимости от отношения толщины стенки  $b_1$  к полной ширине элемента  $b$ .

Таблица 32

Поправочные коэффициенты к моменту сопротивления для клееных конструкций прямоугольного сечения

Ширина балки	Коэффициент при высоте сечения балки прямоугольного сечения в см						
	менее 14	14—50	60	70	80	90	100 и более
$b < 14$ см	1,0	1,0	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75
$b \geq 14$ »	1,0	1,15	1,05	0,95	0,9	0,85	0,8

Таблица 33

Поправочные коэффициенты к моменту сопротивления для клееных конструкций таврового сечения

Отношение $\frac{b_1}{b}$	1/2	1/3	1/4
Коэффициент . . . . .	0,9	0,8	0,75

Коэффициенты для промежуточных значений высоты сечения и отношения  $\frac{b_1}{b}$  определяются по интерполяции.

Проверка прочности на скалывание по нейтральному слою или клеевому шву производится по формуле (27).

Жесткость (прогиб) определяется по формулам для двускатных балок

$$f = \frac{f_{\text{ср}}}{k}, \quad (74)$$

где  $f_{\text{ср}}$  — прогиб, вычисленный по формуле для балки составного сечения, равного ее сечению в середине пролета;

$k$  — коэффициент, учитывающий переменность сечений, определяемый по формулам:

для балок прямоугольного сечения

$$k = 0,15 + 0,85 \frac{h_{\text{оп}}}{h_{\text{ср}}}; \quad (75)$$

для балок двутаврового сечения

$$k = 0,4 + 0,6 \frac{h_{\text{оп}}}{h_{\text{ср}}}. \quad (76)$$



Здесь для балок двутаврового сечения  $h_{оп}$  и  $h_{ср}$  — расстояния между осями поясов, а для балок прямоугольного сечения — полные высоты сечений.

Формулы (75) и (76) действительны в пределах

$$0,75 \geq \frac{n_{оп}}{h_{ср}} \geq 0,25.$$

Прогиб балок двутавровых, коробчатых и тавровых с растянутой полкой клееных балок определяется по формуле

$$f = f_0 \left( 1 + \alpha \frac{h^2}{l^2} \right), \quad (77)$$

где второй член в скобках учитывает влияние сдвигающих напряжений на их пролет;

$f_0$  — прогиб балки, определяемый без учета влияния сдвигающих напряжений по формуле (49);

$\frac{h}{l}$  — отношение полной высоты балки к пролету;

$\alpha$  — коэффициент, принимаемый по табл. 34 в зависимости от отношения толщины стенки (или суммы толщин стенок)  $b_1$  к ширине полки  $b$ .

Таблица 34

Значение коэффициента  $\alpha$ , учитывающего влияние сдвигающих напряжений при расчете клееных конструкций на прогиб

Вид балок	Значения $\alpha$ при $\frac{b_1}{b}$			
	1/2	1/3	1/4	1/8
Дощатые:				
двутавровые . . . . .	38	50	64	—
рельсовидные . . . . .	35	46	59	—
тавровые с растянутой полкой .	31	35	39	—
С фанерной стенкой . . . . .	—	38	48	90

Примечание. Для балок рельсовидного типа ширина полки  $b$  принимается большая.

Проверка устойчивости балок с фанерной стенкой из ее плоскости производится по формуле

$$T_{ск} = \frac{Q}{h_0} \leq \varphi_{ф} R_{ск} \delta_{ф}, \quad (78)$$

где  $Q$  — поперечная сила в  $кГ$ ;

$h_0$  — расстояние между осями верхнего и нижнего поясов балки в  $см$ ;

$R_{ск}$  — расчетное сопротивление фанеры скалыванию в  $кГ/см^2$  (приложение 5);

$\delta_{ф}$  — толщина фанерной стенки в  $см$ ;

$\varphi_{\phi}$  — коэффициент устойчивости фанеры, определяемый в зависимости от отношения расстояния в свету между ребрами жесткости  $a$  к толщине фанеры  $\delta_{\phi}$  по формуле

$$\varphi_{\phi} = \left( \frac{65\delta_{\phi}}{a} \right)^2, \quad (79)$$

При  $a < 65 \delta_{\phi}$  принимается  $\varphi = 1$ .

При наличии диагональных подкосов величину  $a$  принимают равной  $2/3$  от фактического расстояния между ребрами жесткости.

В двускатных балках прямоугольного сечения при равномерно распределенной нагрузке по всему пролету или близкой к ней опасное сечение находится от опоры на расстоянии

$$x = \frac{lh'_{\text{оп}}}{2h_{\text{ср}}}, \quad (80)$$

где  $l$  — расчетный пролет балки;

$h'_{\text{оп}}$  — полная высота балки на опоре;

$h_{\text{ср}}$  — полная высота сечения посередине пролета балки.

Для двускатной балки таврового или двутаврового сечения опасное сечение находится по формуле

$$x = \left[ \sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma \right] l, \quad (81)$$

где

$$\gamma = \frac{h'_{\text{оп}}}{l \operatorname{tg} \alpha}. \quad (81a)$$

Клееные элементы рассматриваются при расчете как цельные без учета податливости.

Для двускатных и односкатных балок сечение с  $N_{\text{max}}$  находится на расстоянии  $x$  от опоры с меньшей высотой. Величина этого расстояния определяется по формуле (58).

Изгибающий момент в сечении  $x$  для двускатных балок с прямоугольным профилем при равномерно распределенной нагрузке определяется по формуле

$$M_x = \frac{qx}{2} (l - x). \quad (82)$$

При подборе сечений балки ориентировочную высоту  $h$  можно получить по эмпирической формуле

$$h = k \cdot \frac{R_n l}{n_{\text{ср}} E} \left[ \frac{l}{f} \right], \quad (83)$$

где  $k$  — коэффициент, зависящий от схемы загрузки, принимаемый по приложению 3;

$\frac{l}{f}$  — величина, обратная предельному относительному прогибу;  
 $n_{\text{ср}}$  — средний коэффициент перегрузки.

Собственный вес балки на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной проекции любого сечения можно определить по эмпирической формуле (37).

Если нагрузка опирается на нижнюю полку балки (рис. 53), то необходимо произвести проверку на отрыв от стенки по формуле

$$P \leq 3ab_1, \quad (84)$$

где  $P$  — расчетная величина нагрузки на полку на данном участке балки;

$a$  — длина расчетного участка балки;

$b_1$  — ширина расчетного участка балки, равная толщине стенки балки.

СНиП II-V.4-62, п. 6.20 рекомендует деревянные перекрытия, кроме обычного расчета на прогиб от полной нормативной нагрузки, проверять дополнительно на зыбкость путем расчета на прогиб от сосредоточенного груза  $60 \text{ кг}$ ; величина прогиба при этом не должна превышать  $0,05 \text{ см}$ .

Обычные перекрытия дополнительно проверяются на зыбкость путем проверки лаг на жесткость, момент инерции которых должен быть

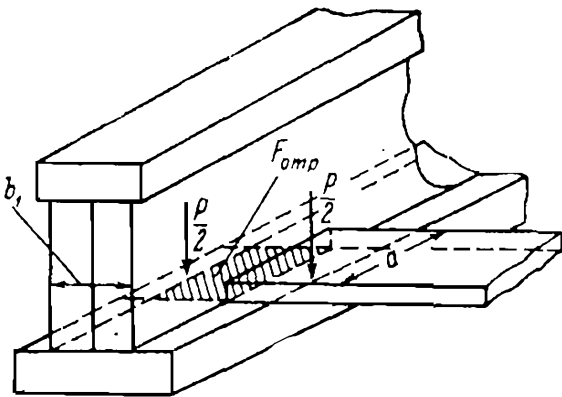


Рис. 53. Расчетная схема балки на отрыв полки

$$I_{\text{л}} \geq 2,67 \frac{\beta^4}{\alpha^3}, \quad (85)$$

где  $\beta = \frac{B}{C}$  — отношение расстояния между осями лаг  $B$  к толщине настила по лагам  $C$ ;  $B$  и  $C$  берутся в одних и тех же единицах;

$$\alpha = \frac{l}{f} q^{\text{н}};$$

$\frac{l}{f}$  — обратная величина предельного относительного прогиба  $\frac{f}{l}$ , принятого при обычном расчете перекрытия на полную нормативную нагрузку;

$q^{\text{н}}$  — полная нормативная нагрузка на перекрытие в  $\text{кг/см}^2$ .

Настилы и обрешетку кровли рассчитывают по двухпролетной схеме на следующие сочетания нагрузок:

собственный вес и снег (расчет на прочность и прогиб);  
 собственный вес и сосредоточенный груз 100 кг с умножением последнего на коэффициент перегрузки 1,2 (расчет только на прочность).

При расчете клееных фанерных конструкций, составленных из материалов с различными модулями упругости (пиломатериалы разных пород, фанера), площадь сечения и момент инерции принимают приведенными и определяют по формулам:

$$F_{\text{пр}} = F_{\text{д}} + F_{\text{ф}} \frac{E_{\text{ф}}}{E_{\text{д}}}; \quad (86)$$

$$I_{\text{пр}} = I_{\text{д}} + I_{\text{ф}} \frac{E_{\text{ф}}}{E_{\text{д}}}, \quad (87)$$

где  $F_{\text{д}}$ ,  $I_{\text{д}}$  и  $E_{\text{д}}$  — соответственно площадь сечения, момент инерции и модуль упругости для дерева;

$F_{\text{ф}}$ ,  $I_{\text{ф}}$  и  $E_{\text{ф}}$  — то же, для фанеры.

Приведенный момент сопротивления определяется по формуле

$$W_{\text{пр}} = \frac{2I_{\text{пр}}}{h}, \quad (88)$$

где  $h$  — высота балки.

Приведение производят к материалу, наиболее напряженному в данной конструкции, например, в фанерных щитах — к фанере, а в балках с фанерной стенкой — к пиломатериалам (дереву).

## § 28. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

*Пример 30.* Рассчитать и запроектировать клееную двутавровую балку рельсовидного типа для междуэтажного перекрытия гражданского здания с кирпичными стенами по следующим

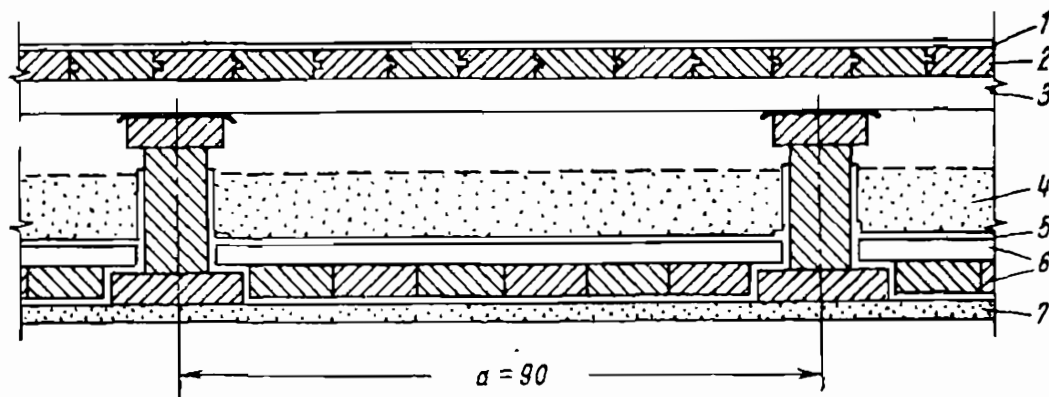


Рис. 54. Конструкция междуэтажного перекрытия

1 — линолеум; 2 — настил; 3 — лаги; 4 — шлак; 5 — рулонный материал;  
 6 — щитовой накат; 7 — штукатурка

данным: расчетный пролет балки  $l=6$  м, расстояние между осями балок  $a=0,9$  м; нагрузки: постоянные  $g^H$  — в соответствии с рис. 54, временная  $p^H=200$  кг/м<sup>2</sup>; коэффициенты перегрузки принимаются по табл. 9; расчетные сопротивления принимаются по табл. 5;  $R_H=130$  кг/см<sup>2</sup>,  $R_{ск}=24$  кг/см<sup>2</sup>; материал — сосна влажностью 15%; клей фенолформальдегидный КБ-3; прогиб балки  $f=1/250$   $b$ ; модуль упругости  $E=10^5$  кг/см<sup>2</sup>.

Конструкция междуэтажного перекрытия представлена на рис. 54.

### 1. ПОДСЧЕТ НАГРУЗОК

	кг/м <sup>2</sup>
Линолеум по картону . . . . .	5
Настил $0,04 \cdot 500$ . . . . .	20
Лаги $0,05 \cdot 0,15 \cdot 500 \cdot \frac{100}{60}$ . . . . .	6,25
Утеплитель — шлак $0,1 \cdot 900$ . . . . .	90
Толевая прокладка . . . . .	2
Щитовой накат $(0,04+0,05 \cdot 0,1 \cdot 3) \cdot 500$ . . . . .	27,50
Штукатурка $0,02 \cdot 1600$ . . . . .	32
Итого . . . . . $g^H=183$	

Для предварительного подбора сечения балки определяем ее ориентировочную высоту, исходя из предельного прогиба балки  $\frac{1}{250}l$  и среднего коэффициента перегрузки  $n_{ср}=1,3$ :

$$h = k \cdot \frac{R_H l}{n_{ср} E} \left[ \frac{l}{f} \right] = \frac{5}{24} \cdot \frac{130 \cdot 600}{1,3 \cdot 10^5} \cdot 250 = 31 \text{ см},$$

где  $k$  — коэффициент, зависящий от схемы загрузки балки (приложение 3), равный  $\frac{5}{24}$ .

Для изготовления двутавровой балки рельсового типа принимаем доски толщиной 5 см, шириной для стенки и нижней полки 18 см, верхней полки — 12 см, причем древесину ставим для нижней полки I категории, для стенки и верхней полки — II категории.

При острожке досок для склеиваемых поверхностей размеры досок уменьшаются на 3 мм, после чего получим размеры балки (в см):

ширина верхней полки . . .	$b_0=12$
ширина нижней полки . . .	$b=18$
толщина верхней и нижней	
полок . . . . .	$\delta=4,7$
толщина стенок . . . . .	$b_1=4,7 \cdot 2=9,4$
высота стенки . . . . .	$h_1=17,4$

Полная высота балки

$$h = h_1 + 2\delta = 17,4 + 2 \cdot 4,7 = 26,8 \text{ см} < 31 \text{ см}.$$

Полученная высота балки оказалась меньше вычисленной выше. Имея сравнительно небольшой пролет балки, для предварительной проверки прочности и жесткости остановимся на полученных размерах поперечного сечения.

Собственный вес 1 пог. м балки типа БР27а принимаем  $q_{св} = 15 \text{ кг/м}$ .

Таблица 35

Нагрузки, приходящиеся на 1 пог. м балки при расстоянии между осями балок 0,9 м, в кг

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
Постоянная:			
утеплитель (шлак, толь, штукатурка) $(90 + 2 + 32) \cdot 0,9$ . . . . .	112	1,2	134
собственный вес остальной части конструкций перекрытия $(183 - 124) \cdot 0,9 + 15$ . . . . .	68	1,1	75
Временная $200 \cdot 0,9$ . . . . .	180	1,4	252
Итого . . . . .	$q^H = 360$		$q = 461$

## 2. РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ

Изгибающий момент

$$M = \frac{461 \cdot 6^2}{8} = 2074,5 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления определяем по формуле (47)

$$W_{тр} = \frac{207450}{1,04 \cdot 130} = 1535 \text{ см}^3,$$

где  $\kappa$  — поправочный коэффициент; при  $b = 18 \text{ см} > 14$  (табл. 32)

и при  $\frac{b_1}{b} = \frac{9,4}{18} = 0,5$  (табл. 33)  $\kappa = 1,15$ .

Общий коэффициент  $\kappa = 1,15 \cdot 0,9 = 1,04$ .

Определяем геометрические характеристики принятого сечения балки (рис. 55).

Площадь поперечного сечения

$$F = b_0 \delta + b \delta + b_1 h_1 = 12 \cdot 4,7 + 18 \cdot 4,7 + 9,4 \cdot 17,4 = 304,6 \text{ см}^2.$$

Статический момент относительно нижней грани балки

$$S_1 = 12 \cdot 4,7 \left( 26,8 - \frac{4,7}{2} \right) + 17,4 \cdot 9,4 \cdot \frac{26,8}{2} + 18 \cdot 4,7 \cdot \frac{4,7}{2} = 3769,49 \text{ см}^3.$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести балки

$$y = \frac{S_1}{F} = \frac{3769,49}{304,6} = 12,37 \text{ см.}$$

Момент инерции относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения,

$$I = \frac{1}{12} (12 \cdot 4,7^3 + 9,4 \cdot 17,4^3 + 18 \cdot 4,7^3) + 12 \cdot 4,7 \times \\ \times [26,8 - (12,37 + 2,35)]^2 + 17,4 \cdot 9,4 \left( \frac{26,8}{2} - 12,37 \right)^2 + \\ + 18 \cdot 4,7 (12,37 + 2,35)^2 = 31\,121 \text{ см}^4.$$

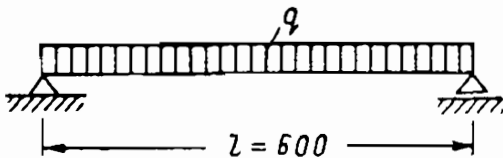
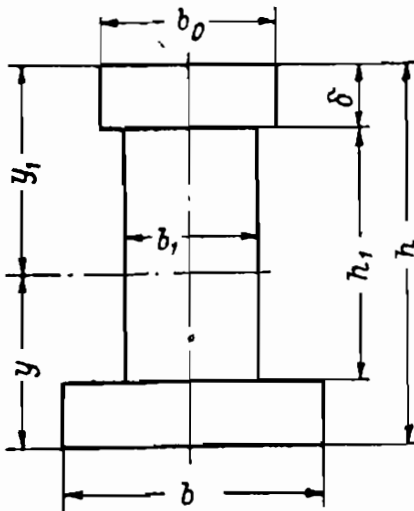


Рис. 55. Поперечное сечение балки и расчетная схема

Находим требуемый момент инерции исходя из заданного прогиба и принятых размеров балки без учета влияния сдвигающих сил в тонкой стенке балки по формуле (25):

$$I_{\text{тр}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H l^3}{E} \left[ \frac{l}{f} \right] = \\ = \frac{5}{384} \cdot \frac{3,60 \cdot 600^3}{100\,000} \cdot 250 = \\ = 25\,900 \text{ см}^4 < I = 31\,121 \text{ см}^4,$$

где  $\frac{l}{f}$  — величина, обратная предельному относительному прогибу, равная 250.

Влияние касательных напряжений на прогиб балки не учитывается, так как длина балки  $l = 6 \text{ м} > 20 h = 20 \cdot 26,8 = 5,36 \text{ м}$ .

Наименьший момент сопротивления

$$W = \frac{31\,121}{26,8 - 12,37} = 2156 \text{ см}^3 > W_{\text{тр}} = 1535 \text{ см}^3.$$

Проверим прочность балки по несущей способности:

а) на изгиб

$$M_{\text{тр}} \leq M_{\text{расч}};$$

расчетный изгибающий момент

$$M_{\text{расч}} = kW R_n = 1,04 \cdot 2156 \cdot 130 = 291\,491 \text{ кг} \cdot \text{см} > M_{\text{тр}} = \\ = 207\,450 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

б) на скалывание по нейтральному слою по формуле (27)

$$t = \frac{QS}{Ib} = \frac{1383 \cdot 1126}{31\,121 \cdot 9,4} = 5,32 \text{ кг/см}^2 < m_{\text{ск}} R_{\text{ск}} = 0,5 \cdot 24 = 12 \text{ кг/см}^2,$$

где  $Q$  — поперечная сила на опоре:

$$Q = \frac{461 \cdot 6}{2} = 1383 \text{ кг};$$

$S$  — статический момент площади сечения, лежащей выше нейтральной оси:

$$S = 12 \cdot 4,7 (14,43 - 2,35) + 9,4 (14,43 - 4,7) \times \\ \times \frac{14,43 - 4,7}{2} = 1126 \text{ см}^3;$$

$m_{\text{ск}}$  — коэффициент условий работы для клееных дощатых конструкций, уменьшающий расчетное сопротивление на скалывание при изгибе, равный 0,5;

в) на скалывание по клеевому шву между верхней полкой и стенкой

$$t = \frac{1383 \cdot 681}{31\,121 \cdot 9,4 \cdot 0,5} = 6,44 \text{ кг/см}^2 < m_{\text{ск}} R_{\text{ск}} = 0,5 \cdot 24 = 12 \text{ кг/см}^2,$$

где  $S$  — статический момент верхней полки относительно нейтральной оси балки:

$$S = 12 \cdot 4,7 \cdot 12,08 = 681 \text{ см}^3.$$

### 3. РАСЧЕТ НА ЖЕСТКОСТЬ

Жесткость (прогиб) балки проверяем с учетом сдвигающих сил по формуле (77)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H l^4}{EI} \left( 1 + \alpha \frac{h^2}{l^2} \right) = \frac{5}{384} \cdot \frac{3,60 \cdot 600^4}{10^5 \cdot 31\,121} \times \\ \times \left( 1 + 35 \cdot \frac{26,8^2}{600^2} \right) = 2,08 \text{ см},$$

где  $\alpha$  — коэффициент, учитывающий влияние сдвигающих сил на прогиб балки и принимаемый по табл. 34.

$$\text{Относительный прогиб } \frac{f}{l} = \frac{2,08}{600} = \frac{1}{287} < \frac{1}{250}.$$

Проверим относительный прогиб только от полезной (временной) нагрузки, так как при наличии на потолке штукатурки,



влияющей на прогиб балки, такую проверку делать рекомендуется также с учетом сдвигающих усилий по формуле (77)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,8 \cdot 600^4}{10^6 \cdot 31121} \left( 1 + 35 \frac{26,8^2}{600^2} \right) = 1,05 \text{ см.}$$

Относительный прогиб  $\frac{f}{l} = \frac{1,05}{600} < \frac{1}{350}$ .

#### 4. ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ КЛЕЕВОГО ШВА НА ОТРЫВ НИЖНЕЙ ПОЛКИ ОТ СТЕНКИ

Силы, действующие на нижнюю полку балки, передаваемые через опорную планку в виде сосредоточенного груза (в кг) при расстоянии между планками 50 см, складываются из:

утеплителя — шлака	$0,1 \cdot 900 \cdot 0,5 \cdot 0,9$	. . . . .	20,25
толевой прокладки		. . . . .	1
щитового наката	$\frac{27,50 \cdot 0,5 \cdot 0,9}{2}$	. . . . .	6,19
штукатурки	$\frac{32 \cdot 0,5 \cdot 0,9}{2}$	. . . . .	7,2
Итого $\frac{P}{2} =$			$34,64 < 35$ .

Сосредоточенные силы  $\frac{P}{2}$  на полку действуют с двух сторон балки

$$\frac{P}{2} \cdot 2 = P = 35 \cdot 2 = 70 \text{ кг.}$$

Условная расчетная площадь отрыва нижней полки от стенки

$$F_{\text{отр}} = ab_1 = 10 \cdot 9,4 = 94 \text{ см}^2.$$

Прочность на отрыв определяется по эмпирической формуле (84)

$$P \leq 3ab_1 = 3F_{\text{отр}};$$

$$70 < 3 \cdot 94 = 282 \text{ кг.}$$

#### 5. ПРОВЕРКА ПЕРЕКРЫТИЯ НА ЗЫБКОСТЬ

В соответствии со СНиП II-V. 4-62, п. 6.20 перекрытие проверяется на зыбкость, которая сводится к проверке жесткости лаг, момент инерции которых должен отвечать условию

$$I_n = 2,67 \cdot \frac{\beta^4}{\alpha^3} = 2,67 \cdot \frac{\left(\frac{B}{C}\right)^4}{\left(\frac{l}{f} q^H\right)^3} = 2,67 \cdot \frac{15^4}{(250 \cdot 0,036)^3} = 185,3 \text{ см}^4,$$

где  $\frac{B}{C}$  — отношение расстояния между осями лаг к толщине настила по лагам:

$$\frac{B}{C} = \frac{60}{4} = 15;$$

$\frac{l}{f}$  — обратная величина предельного относительного прогиба, равная 250;

$q^n$  — полная нормальная нагрузка на перекрытие в  $кг/см^2$ .

Момент инерции для принятого сечения лаг  $15 \times 5$  см

$$I = \frac{15 \cdot 5^3}{12} = 156 \text{ см}^4 < I_{\text{н}} = 185,3 \text{ см}^4.$$

Как видно, лаги имеют недостаточную жесткость, поэтому необходимо изменить сечение лаг, например принять вместо  $15 \times 5$  см сечение  $12 \times 6$  см с тем же расстоянием между ними.

Такое сечение не изменит величины нагрузки, но момент инерции

$$I = \frac{12 \cdot 6^3}{12} = 216 \text{ см}^4 > I_{\text{н}} = 185,3 \text{ см}^4,$$

что отвечает требуемому условию.

Принятые размеры балки (в см) отвечают условиям:

высота балки  $h = 26,8 < 50;$

ширина полки  $b = 18 > 14;$

отношение  $\frac{b_1}{b} = \frac{9,4}{18} \approx 0,5;$

отношение  $\frac{h_1}{b_1} = \frac{11,4}{9,4} \approx 2 < 6;$

отношение  $\frac{l}{h} = \frac{600}{26,8} = 22,4 > 20.$

Древесину балки принимаем: для элементов верхнего пояса и стенки — II категории, для нижнего пояса — I категории.

*Пример 31.* Рассчитать и запроектировать двутавровую клееную балку для междуэтажного перекрытия восстанавливаемого здания с кирпичными стенами по следующим данным: расчетный пролет балки  $l=8$  м; расстояние между балками  $a=0,9$  м; нагрузки: постоянные  $g^n$  — в соответствии с рис. 56; временная  $p^n = 150$   $кг/м^2$ ; коэффициенты перегрузки

принимаются по табл. 9; материал — осина влажностью 15%; клей фенолформальдегидный КБ-3; расчетные сопротивления принимаются по табл. 5 и 6:  $R_{и} = 130 \cdot 0,8 = 104 \text{ кг/см}^2$ ,  $R_{ск} = 24 \cdot 0,8 = 19,2 \text{ кг/см}^2$ ; прогиб балки  $f = 1/250 l$ ; модуль упругости  $E = 10^5 \text{ кг/см}^2$ .

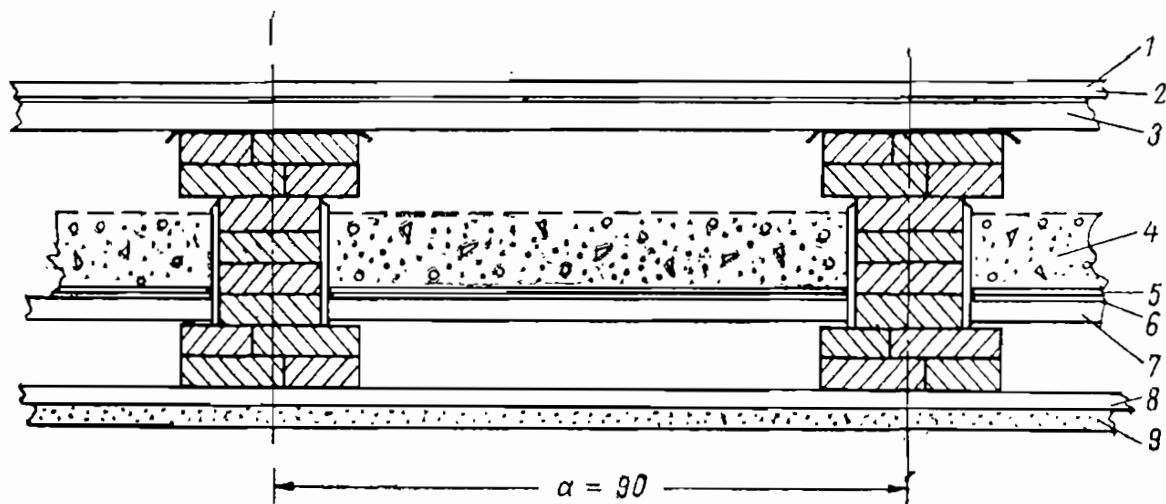


Рис. 56. Конструкция междуэтажного перекрытия

1 — паркет; 2 — слой пергамина; 3 — доски толщиной 4 см; 4 — шлак; 5 — толевая прокладка; 6 — глинопесчаная смазка; 7 — накат из горбыля; 8 — подшивка; 9 — штукатурка

### 1. ПОДСЧЕТ НАГРУЗОК

	кг/м <sup>2</sup>
Пол паркетный на мастике $0,02 \cdot 800$ . . . . .	16
Прокладка из толя . . . . .	2
Освоение из досок толщиной 4 см $0,04 \cdot 500$ . . . . .	20
Шлаковая засыпка толщиной 12 см $0,12 \cdot 900$ . . . . .	108
Слой толя . . . . .	2
Глинопесчаная смазка $0,015 \cdot 1600$ . . . . .	24
Накат из горбыля $0,01 \cdot 500$ . . . . .	20
Подшивка под штукатурку $0,019 \cdot 500$ . . . . .	9,5
Штукатурка $0,02 \cdot 1600$ . . . . .	32

Итого  $g^н = 233,5 \approx 234$

Для определения собственного веса балки найдем ее ориентировочную высоту исходя из предельного прогиба балки  $\frac{f}{l} = 1/250$  и среднего коэффициента перегрузки  $n_{ср} = 1,3$  по эмпирической формуле (83)

$$h = k \frac{R_{и} l}{n_{ср} E} \left[ \frac{l}{f} \right] = \frac{5}{24} \cdot \frac{104 \cdot 800}{1,3 \cdot 10^5} \cdot 250 = 33,3 \text{ см,}$$

где  $k$  — коэффициент, зависящий от схемы загрузки балки (приложение 3), равный  $\frac{5}{24}$ .

Для изготовления двутавровой балки принимаем доски толщиной 5 см, шириной для стенки 15 см, для полки — 15 и 10 см.

При острожке досок для склеиваемых поверхностей размеры досок уменьшаются на 2,5 мм, после чего получим размеры балки (в см):

ширина полок — верхней и нижней . . .  $b = 24,5$   
 толщина полок — верхней и нижней . . .  $\delta = 9$   
 толщина стенки из 2 досок . . . . .  $b_1 = 15$   
 высота стенки из 3 досок . . . . .  $h_1 = 13,5$

Полная высота балки

$$h = h_1 + 2\delta = 13,5 + 2 \cdot 9 = 31,5 \text{ см} < 33,3 \text{ см.}$$

Останавливаемся на полученной высоте и производим проверку прочности и жесткости.

Собственный вес 1 пог. м балки

$$q_{\text{св}} = (b\delta \cdot 2 + b_1 h_1) \gamma = (0,245 \cdot 0,09 \cdot 2 + 0,15 \cdot 0,135) \cdot 500 = 32 \text{ кг.}$$

Таблица 36

Нагрузки, приходящиеся на 1 пог. м балки при расстоянии между осями 0,9 м, в кг

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
Постоянная: утеплитель (2 слоя толя, шлак, глинопесчаная смазка, штукатурка) (4+108+24)·0,9 .	151	1,2	181
Собственный вес остальной части конструкции перекрытия (234 — 168)·0,9 + 32 .	91,4	1,1	100,5
Временная 150·0,9 . . . .	135	1,4	189
Итого . . . . .	$q^H = 377,4 \approx 377$		$q = 470,5 \approx 470$

## 2. РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ

Изгибающий момент

$$M = \frac{470 \cdot 8^2}{8} = 3760 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Требуемый момент сопротивления определяем по формуле (54)

$$W_{\text{тр}} = \frac{376\,000}{1,04 \cdot 104} = 3241 \text{ см}^3,$$

где  $k$  — поправочный коэффициент, принимаемый

$$\text{при } b = 24,8 > 14 - 1,15 \text{ (табл. 32);}$$

$$\text{при } \frac{b_1}{b} = \frac{15}{24,5} = 0,61 - 0,9 \text{ (табл. 33).}$$

Общий коэффициент

$$k = 1,15 \cdot 0,9 = 1,04.$$

Находим момент инерции относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения,

$$I = \frac{bh^3}{12} - \left(\frac{b-b_1}{12}\right)h_1^3 = \frac{24,5 \cdot 31,5^3}{12} - \frac{(24,5-15) \cdot 13,5^3}{12} = 62\,867 \text{ см}^4.$$

Требуемый момент инерции, исходя из заданного прогиба и принятых размеров сечения балки без учета влияния сдвигающих сил, определяем по формуле (25):

$$I_{\text{тр}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H l^3}{E} \left[ \frac{l}{f} \right] = \frac{5}{384} \cdot \frac{3,77 \cdot 800^3}{10^5} \cdot 250 = \\ = 62\,833 \text{ см}^4 \approx I = 62\,867 \text{ см}^4,$$

где  $\frac{l}{f}$  — величина, обратная предельному относительному прогибу, равная 250. Влияние касательных напряжений на прогиб балки не учитывается, так как отношение

$$\frac{l}{h} = \frac{800}{31,5} = 25,3 > 20.$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{I}{h/2} = \frac{62\,867}{15,75} = 3990 \text{ см}^3 > W_{\text{тр}} = 3241 \text{ см}^3.$$

Несущая способность балки по изгибу

$$M_p = kW R_H = 1,04 \cdot 3990 \cdot 104 = 452\,960 \text{ кг/см} > M = \\ = 376\,000 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

### 3. РАСЧЕТ НА ЖЕСТКОСТЬ

Прогиб балки определяем по формуле (25)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{3,77 \cdot 800^4}{10^6 \cdot 62\,867} = 3,18 \text{ см.}$$

Относительный прогиб  $\frac{f}{l} = \frac{3,18}{800} = \frac{1}{252} \approx \frac{1}{250}$ .

Проверим относительный прогиб только от полезной нагрузки, так как при наличии на потолке штукатурки такую проверку делать рекомендуется:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,35 \cdot 800^4}{10^6 \cdot 62\,867} = 1,15 \text{ см.}$$

Относительный прогиб  $\frac{f}{l} = \frac{1,15}{800} = \frac{1}{698} < \frac{1}{350}$ .

### 4. ПРОВЕРКА НА СКАЛЫВАНИЕ

Проверку на скалывание производим в двух местах: по клеевому шву в месте соединения полки со стенкой и по нейтральному слою.

Наибольшая поперечная сила на опоре

$$Q = \frac{470 \cdot 8}{2} = 1880 \text{ кг.}$$

а) По клеевому шву. Статический момент площади сечения полки, сдвигаемой по клеевому шву относительно нейтральной оси,

$$S_0 = b\delta \left( \frac{h}{2} - \frac{\delta}{2} \right) = 24,5 \cdot 9 (13,5 - 4,5) = 1985 \text{ см}^3.$$

Напряжение на скалывание по клеевому шву в месте примыкания полки к стенке определяем по формуле (27)

$$t_{\max} = \frac{1880 \cdot 1985}{62\,867 \cdot 15 \cdot 0,5} = 8 \text{ кг/см}^2 < [R_{\text{ск}}] = 19,2 \text{ кг/см}^2.$$

б) По нейтральному слою. Статический момент площади, лежащей выше нейтрального слоя,

$$S_1 = S_0 + b_1 \frac{h_1}{2 \cdot 4} = 1985 + 15 \cdot 6,75 \cdot 3,375 = 2365 \text{ см}^3.$$

Напряжение на скалывание по формуле (27)

$$t = \frac{1880 \cdot 2365}{62\,867 \cdot 15} = 4,8 \text{ кг/см}^2 < 0,5R_{\text{ск}} = 0,5 \cdot 19,2 = 9,6 \text{ кг/см}^2.$$

## 5. ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ КЛЕЕВОГО ШВА НА ОТРЫВ НИЖНЕЙ ПОЛКИ ОТ СТЕНКИ

Для определения действующих сил на нижнюю полку балки равномерно распределенную нагрузку, приходящуюся на 1 пог. м балки, приводим к сосредоточенной силе (в кг), состоящей из:

утеплителя — шлака	$\frac{108 \cdot 0,9}{2}$	. . . . .	48,6
толевой прокладки	.	. . . . .	1
наката из горбылей	$\frac{20 \cdot 0,9}{2}$	. . . . .	9
глино-песчаной смазки	$\frac{24 \cdot 0,9}{2}$	. . . . .	10,80
подшивки	$\frac{9,5}{2}$	. . . . .	4,26
штукатурки	$\frac{32 \cdot 0,9}{2}$	. . . . .	14,40

---

Итого  $\frac{P}{2} = 88$

Сосредоточенные силы  $\frac{P}{2}$   
на полку действуют с двух  
сторон балки (рис. 57)

$$\frac{P}{2} \cdot 2 = P = 88 \cdot 2 = 176 \text{ кг.}$$

Условная расчетная площадь отрыва нижней полки от  
стенки

$$F_{\text{отр}} = ab_1 = 100 \cdot 15 = 1500 \text{ см}^2.$$

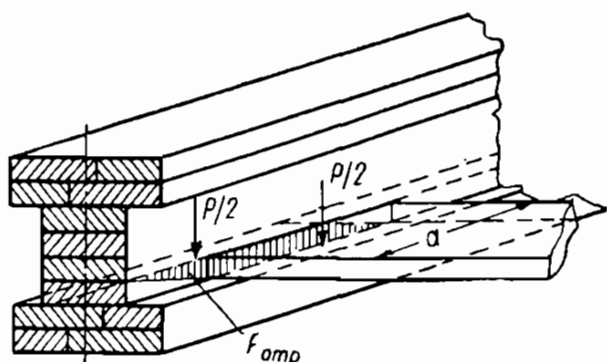


Рис. 57. Расчетная схема на отрыв нижней полки от стенки

Прочность отрыва определяется по эмпирической формуле (84), дающей большой запас прочности

$$P \leq 3F_{\text{отр}};$$

$$176 < 3 \cdot 1500 = 4500 \text{ кг.}$$

На зыбкость перекрытие не проверяем, так как в конструкции перекрытия отсутствуют лаги.

Как видно, принятые размеры поперечного сечения балки удовлетворяют всем условиям прочности и жесткости.

Вводимые поправочные коэффициенты к моменту сопротивления и к расчетному сопротивлению древесины обусловлены показателями (в см):

высота балки	$h = 31,5 \text{ см} < 50;$
ширина полки	$b = 24,5 \text{ см} > 14;$
отношение	$\frac{b_1}{b} = \frac{15}{24,5} = 0,61;$
отношение	$\frac{h_1}{b} = \frac{13,5}{15} \approx 0,9 < 6;$
отношение	$\frac{l}{h} = \frac{800}{31,5} = 25,3 > 20.$

В результате расчета стенку балки  $b_1$  получим из трех досок вместо четырех.

*Пример 32.* Рассчитать и запроектировать клефанерную двускатную балку двутаврового сечения для бесчердачного утепленного перекрытия промышленного здания с кирпичными

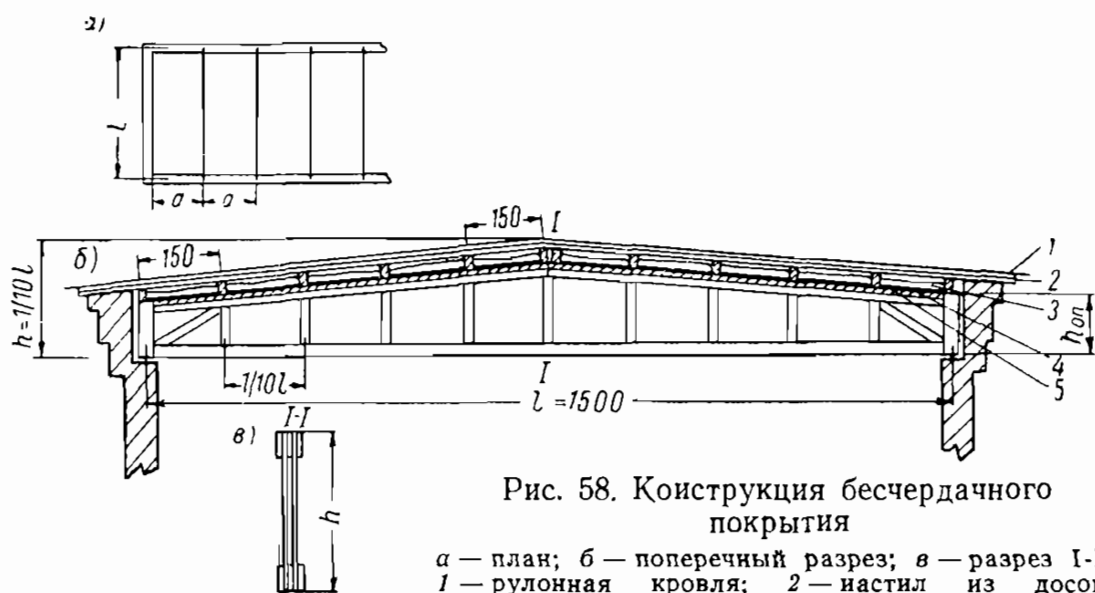


Рис. 58. Конструкция бесчердачного покрытия

а — план; б — поперечный разрез; в — разрез I-I;  
 1 — рулонная кровля; 2 — настил из досок;  
 3 — утеплитель; 4 — толевая кровля; 5 — подшивка

стенами по следующим данным: расчетный пролет балки  $l = 15 \text{ м}$ ; расстояние между осями балок  $a = 6 \text{ м}$ ; нагрузки: постоянные  $g_n$  — в соответствии с рис. 58, временные: от снега для III района  $p_c^n = 100 \text{ кг/м}^2$ , от веса рабочего с инструментами  $P = 100 \text{ кг}$ ; коэффициенты перегрузки принимаются по табл. 9; клей фенолформальдегидный марки КБ-3; расчетные сопротивления принимаются по табл. 5 и 6: для сосны (обрешетка)  $R_{и} = 130 \text{ кг/см}^2$ , для осины  $R_{и} = 0,8 \cdot 130 = 104 \text{ кг/см}^2$ ,  $R_{ск} = 0,8 \cdot 24 = 19,2 \text{ кг/см}^2$ , для фанеры вдоль волокон  $R_{и} = 140 \text{ кг/см}^2$ ,  $R_{сдв} = 60 \cdot 1,2 = 72 \text{ кг/см}^2$ ,  $R_{ск} = 10 \text{ кг/см}^2$ ; модули упругости: для



осины и сосны  $E = 10^5 \text{ кг/см}^2$ ; для фанеры марки НВ вдоль волокон  $E = 105\,000 \text{ кг/см}^2$ ; прогибы: для обрешетки  $f = 1/150l$ ; для прогона и балки  $f = 1/200l$ .

Расчет покрытия производим по элементам: обрешетке, прогонам и балке.

### 1. РАСЧЕТ ОБРЕШЕТКИ

Для расчета обрешетки устанавливаем необходимые для этого величины.

Уклон кровли

$$i = \frac{1}{12}; \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{h - h_1}{l/2} = \frac{1,7 - 1,07}{7,5} = 0,084; \quad \alpha = 4^\circ 48';$$

$$\cos \alpha = 0,9965; \quad \sin \alpha = 0,0837.$$

Длина ската верхнего пояса

$$l_1 = \frac{l}{2 \cos \alpha} = \frac{15}{2 \cdot 0,9965} = 7,53 \text{ м.}$$

По скату укладываем шесть прогонов с расстоянием между осями

$$a = \frac{l_1 - \frac{b}{2}}{5} = \frac{7,53 - 0,1}{5} \approx 1,5 \text{ м,}$$

где  $b$  — предполагаемая ширина прогона.

Расчет обрешетки производим на две комбинации нагрузок.

а) Первая комбинация: постоянные нагрузки (собственный вес покрытия) и снег.

$\text{кг/м}^2$

Постоянная нагрузка:

рулонная кровля в три слоя на мастике	10
настил — рабочий и защитный	17,5

---

Итого  $g^н = 27,5$

Временная нагрузка от снега . . . .  $p_c^н = 100$

Полная нормативная нагрузка на 1 пог. м настила, действующая нормально к скату,

$$q^н = (g^н \cos \alpha + p_c^н \cos^2 \alpha) b_1 = (27,5 \cdot 0,9965 + 100 \cdot 0,9965^2) \cdot 1 = 126,3 \text{ кг} \approx 126 \text{ кг.}$$

Расчетные нагрузки:

постоянная

$$g = 27,5 \cdot 1,1 = 30,25 \text{ кг/м}^2 \approx 30 \text{ кг;}$$

временная от снега

$$p_c = 100 \cdot 1,4 = 140 \text{ кг.}$$

Полная расчетная нагрузка на 1 пог. м настила

$$q = (g \cos \alpha + p_c \cos^2 \alpha) b_1 = (30 \cdot 0,9965 + 140 \cdot 0,9965^2) \cdot 1 = 168,6 \text{ кг} \approx 169 \text{ кг}.$$

Рабочий настил рассчитываем по двухпролетной системе с пролетами (рис. 59)

$$l_p = a - \frac{b}{4} = 150 - \frac{10}{4} = 147,5 \text{ см},$$

где  $b$  — ориентировочная ширина прогона, равная 10 см. Максимальный изгибающий момент на опоре  $B$

$$M_{\max} = -0,125 \cdot 169 \cdot 1,475^2 = 46,04 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления определяем по формуле (54)

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{m R_H} = \frac{4604}{1,15 \cdot 130} = 30,8 \text{ см}^3,$$

где  $m$  — коэффициент условий работы (СНиП II-V. 4-62, п. 6. 20).

Толщину рабочего настила определяем по формуле (55)

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot 30,8}{100}} = 1,4 \text{ см},$$

что меньше принятого  $h = 1,9 \text{ см}$ .

Напряжение в рабочем настиле

$$\sigma = \frac{4604}{60,2} = 76,5 \text{ кг/см}^2 < [R_H] = 130 \text{ кг/см}^2,$$

$$\text{где } W = \frac{100 \cdot 1,9^3}{6} = 60,2 \text{ см}^3.$$

Недонапряжение нижнего рабочего настила позволяет укладывать его с зазорами для лучшей вентиляции, что создает лучшие условия эксплуатации его.

Проверяем жесткость рабочего настила на нормативную нагрузку. Момент инерции

$$I = \frac{100 \cdot 1,9^3}{12} = 57 \text{ см}^4.$$

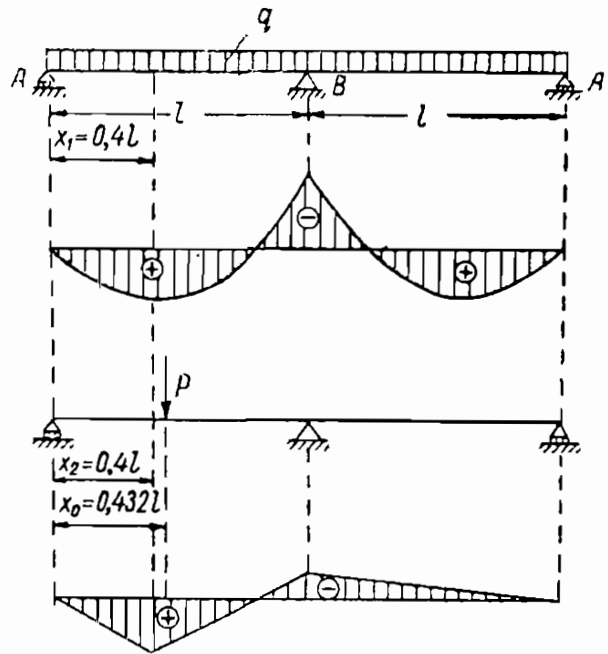


Рис. 59. Расчетные схемы для обрешетки

Максимальный прогиб определяем как для двухпролетной балки по формуле

$$f = 0,00547 \frac{q^H l^4}{EI} = 0,00547 \frac{1,26 \cdot 1,475^4}{10^5 \cdot 57} = 0,56 \text{ см.}$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{0,56}{147,5} = \frac{1}{263} < \frac{1}{150}.$$

б) Вторая комбинация: постоянная нагрузка (собственный вес покрытия) и сосредоточенный груз  $P=100 \text{ кг}$  (вес рабочего с инструментом, который опирается на рабочий настил через верхний слой защитного настила). Распределение давления на рабочий настил будет производиться не по всей площади шириной в  $1 \text{ м}$ ; в соответствии со СНиП II-V. 4-62, п. 6. 21 для расчета принимаем полосу шириной  $b=50 \text{ см}$ , на которую и производим подсчет нагрузок.

Расчетные нагрузки, действующие нормально к скату:  
постоянная

$$q_1 = g \cdot 0,50 \cos \alpha = 30 \cdot 0,50 \cdot 0,9965 = 15 \text{ кг;}$$

временная сосредоточенная

$$P = 100 \cdot 1,2 \cos \alpha = 100 \cdot 1,2 \cdot 0,9965 = 116 \text{ кг.}$$

Максимальный изгибающий момент в пролете получим как сумму слагаемых от расчлененных нагрузок по формулам: от равномерно распределенной нагрузки на расстоянии  $x_1=0,4 \text{ л}$  от опоры  $A$

$$M_1 = 0,0703 q_1 l^2 = 0,0703 \cdot 15 \cdot 1,475^2 = 2,29 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

от сосредоточенной нагрузки на расстоянии  $x_2=0,4 \text{ л}$  от опоры  $A$

$$M_2 = 0,2064 P l = 0,2064 \cdot 116 \cdot 1,475 = 35,4 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Так как  $x_1=0,4 \text{ л}$  и  $x_2=0,4 \text{ л}$ , изгибающий момент можно суммировать

$$M_{\max} = 2,29 + 35,4 = 37,69 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Момент сопротивления настила при ширине полосы  $b=0,5 \text{ м}$  и толщине досок  $h=1,9 \text{ см}$

$$W = \frac{50 \cdot 1,9^2}{6} = 30,1 \text{ см}^3.$$

Напряжение от изгиба

$$\sigma = \frac{3769}{30,1} = 127,5 \text{ кг/см}^2 < k [R_n] = 1,38 \cdot 130 = 179,4 \text{ кг/см}^2,$$

где  $k$  — поправочный коэффициент к расчетному сопротивлению:

$$k = 1,15 \cdot 1,20 = 1,38;$$

$k_1$  — коэффициент условий работы, равный 1,15 (табл. 32);  
 $k$  — коэффициент к кратковременно действующей монтажной нагрузке (табл. 8), равный 1,2.

На жесткость при второй комбинации нагрузок проверку можно не делать, так как действие сосредоточенной нагрузки кратковременно.

## 2. РАСЧЕТ ПРОГОНА

Прогон, расположенные по верхнему поясу балки, можно рассматривать как неразрезные многопролетные балки при условии стыкования их в пролетах в зоне с наименьшим изгибающим моментом на расстоянии  $x = 0,2l$  от опор с запуском одной половины прогона за другую, скрепленных между собой болтами (рис. 60).

Проектируем прогоны из досок мягких пород — осины влажностью 15%, соединенных между собой на клею.

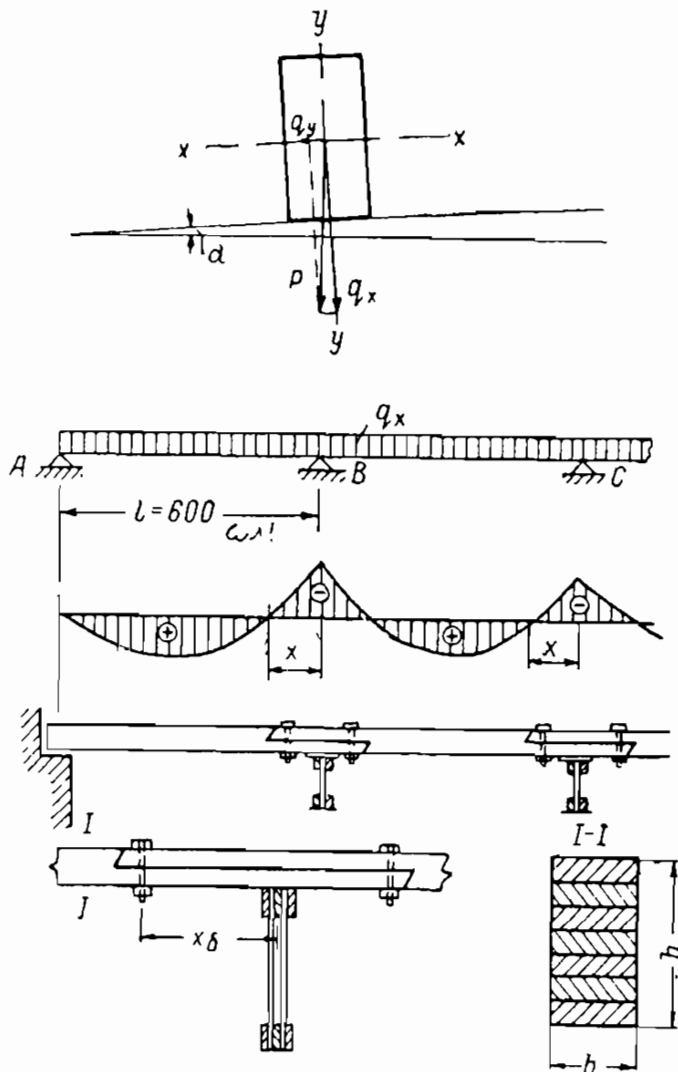


Рис. 60. Расчетные схемы прогона

### а) Подсчет нагрузок

	кг/м <sup>2</sup>
Постоянная нагрузка:	
кровля и обрешетка	27,5
минеральная вата 0,12 · 250	30
толевая прокладка	2
подшивка из досок толщиной 19 мм	
0,019 · 500	9,5

Итого  $g^H = 69$

Временная нагрузка от снега . . .  $p_c^H = 100$

Собственный вес прогона определяем по эмпирической формуле (37)

$$q_{св} = \frac{69 + 100}{\frac{1000}{12.6} - 1} = 13 \text{ кг/м}^2,$$

где  $k_{св}$  — коэффициент собственного веса, равный 12.

Таблица 37

Нагрузки, приходящиеся на 1 пог. м прогона при расстоянии между осями 1,5 м, в кг

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
Постоянная:			
утеплитель (минеральная толевая прокладка) $(30 + 2) \cdot 1,5$	48	1,2	58
собственный вес остальной части покрытия $(27,5 + 9,5 + 13) \cdot 1,5$	75	1,1	82,5
Временная от снега $100 \cdot 1,5$	150	1,4	210
Итого . . . . .	$q^H = 273$		$q = 350,5 \approx 350$

Разлагая расчетную нагрузку на составляющие (нормальную и касательную к скату), получим:

$$q_x = q \cos \alpha = 350 \cdot 0,9965 = 348 \text{ кг};$$

$$q_y = q \sin \alpha = 350 \cdot 0,0837 = 29 \text{ кг}.$$

На составляющую касательную к скату расчет можно не производить, так как в виду ее малости она погашается обрешеткой, прибитой гвоздями к прогонам. Подбор сечения прогона производим на нормальную составляющую  $q_x = 348 \text{ кг/м}$ .

б) Расчет на прочность

Максимальный изгибающий момент равнопролетной неразрезной балки на опоре  $B$

$$M_{\max} = M_{оп} = \frac{q_x l^2}{10} = \frac{348 \cdot 6^2}{10} = 1252,8 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{тр} = \frac{1,25 \cdot 280}{104} = 1204 \text{ см}^3.$$

Исходя из заданного прогиба  $f = \frac{1}{200}$ , определяем требуемый момент инерции прогона

$$I = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_1^H l^3}{E} \cdot \frac{l}{f} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,71 \cdot 600^3}{10^6} \cdot 200 = 15\,300 \text{ см}^4,$$

где

$$q_1^H = q^H \cos \alpha = 273 \cdot 0,9965 = 271 \text{ кг/м}.$$

Для подбора сечения прогона принимаем осиновые доски толщиной 4 см, шириной 13 см и склеиваем их по широкой части клеєм марки КБ-3.

Определяем высоту прогона из формулы  $I = \frac{bh^3}{12}$  для момента инерции прямоугольного сечения

$$h = \sqrt[3]{\frac{12I}{b}} = \frac{12 \cdot 15\,300}{13} = 24,2 \text{ см}.$$

При острожке склеиваемых поверхностей толщина доски уменьшится на 2,5 мм с каждой стороны. Таким образом, проектируя высоту прогона из семи досок толщиной 4 см, получим

$$h = 4 \cdot 7 - 12 \cdot 0,25 = 25 \text{ см}.$$

При этом  $\frac{h}{b} = \frac{25}{13} \approx 2 < 6$ .

Находим момент сопротивления

$$W = \frac{13 \cdot 25^2}{6} = 1354 \text{ см}^3 > W_{\text{тр}} = 1204 \text{ см}^3.$$

Напряжение прогона

$$\sigma = \frac{125\,200}{1354} = 92,46 \text{ кг/см}^2 < [R_H] = 104 \text{ кг/см}^2.$$

в) Расчет на жесткость

Момент инерции прогона относительно центра тяжести сечения

$$I = \frac{13 \cdot 25^3}{12} = 16\,927 \text{ см}^4.$$

Прогиб неразрезной балки определяем по формуле (приложение 3)

$$f = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{q_1^H l^4}{EI} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{2,71 \cdot 600^4}{10^6 \cdot 16\,927} = 1,37 \text{ см}.$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{1,37}{600} = \frac{1}{438} < \frac{1}{200}.$$

### г) Проверка прочности на скалывание

Проверку на скалывание производим по нейтральному слою.  
Поперечная сила на опоре

$$Q = \frac{350 \cdot 6}{2} = 1050 \text{ кг}.$$

Статический момент относительно нейтральной оси

$$S = \frac{bh}{2} \cdot \frac{h}{4} = \frac{13 \cdot 25}{2} \cdot \frac{25}{4} = 1016 \text{ см}^3.$$

Напряжение на скалывание определяем по формуле (27)

$$t = \frac{1050 \cdot 1016}{16927 \cdot 13} = 4,84 \text{ кг/см}^2 < k[R_{ск}] = 0,5 \cdot 19,2 = 9,6 \text{ кг/см}^2.$$

Собственный вес 1 пог. м балки

$$q_{св} = 0,13 \cdot 0,25 \cdot 500 = 16,25 \text{ кг} < 13 \cdot 1,5 = 19,5 \text{ кг}$$

меньше принятого на 3,25 кг.

Перерасчет делать не следует, так как это на прочности и жесткости балки не отразится.

### д) Расчет болтов

Как видно из эпюры изгибающих моментов, наименьший изгибающий момент будет на расстоянии  $x=0,2l$  от опоры, где и производится стыкование прогона внахлестку с соединением «на ус». Крепление прогона производится болтами  $d_6=16$  мм. Максимальное усилие, воспринимаемое болтом на один срез, определяем из условий изгиба (табл. 22)

$$T_n = 250d^2 = 250 \cdot 1,6^2 = 640 \text{ кг}.$$

Необходимое количество болтов определяем по опорному моменту

$$n_6 = \frac{M_{оп}}{2x_6 T_n} = \frac{125280}{2 \cdot 108 \cdot 640} = 0,9 \text{ шт.},$$

где

$$x_6 = 0,2l - a_6 = 120 - 12 = 108 \text{ см}.$$

Принимаем по одному болту с каждой стороны.

## 3. РАСЧЕТ БАЛКИ

### а) Геометрические характеристики балки

Конструкцию клефанерной двускатной балки принимаем в соответствии с рис. 61. Высота балки в середине пролета  $h = \frac{1}{10}l = \frac{15}{10} = 1,5$ . Уклон кровли  $i=1/12$ , при этом  $\operatorname{tg}\alpha=0,084$ ,  $\alpha=4^\circ 48'$ .

Высота балки на опоре  $h_{оп} = h - \operatorname{tg} \alpha \frac{l}{2} = 1,5 - 0,084 \cdot \frac{15}{2} = 0,87 \text{ м.}$

Стенку балки проектируем из фанеры марки НВ толщиной  $\delta_{ф} = 10 \text{ мм}$  в два слоя. Ребра жесткости из досок сечением  $7,5 \times 5,0 \text{ см}$  с расстоянием между ними  $a = \frac{1}{10} l = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ м}$ , что больше  $65\delta_{ф} = 65 \cdot 2 = 130 \text{ см}$ . Ребра жесткости ставим на стыках фанеры, предварительно перекрывая стык полосой тонкой фанеры толщиной  $\delta_{ф} = 3 \text{ мм}$ .

Верхний и нижний пояса балки, опорные стойки и накладки проектируем из осиновых досок толщиной 5,0 и 7,5 см.

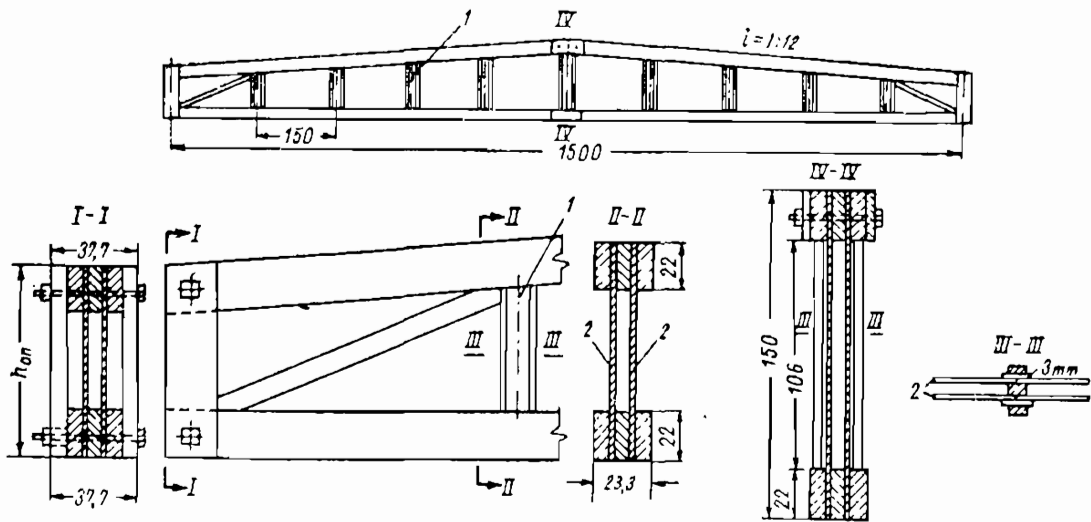


Рис. 61. Конструкция клеефанерной балки  
1 — стык фанеры; 2 — стенка из фанеры

### б) Подсчет нагрузок

Собственный вес балки определяем по эмпирической формуле (37)

$$q_{св} = \frac{69 + 16 + 100}{\frac{1000}{4 \cdot 15} - 1} = 11,9 \text{ кг/м}^2 \approx 12 \text{ кг/м}^2,$$

где  $k_{св}$  = коэффициент собственного веса, равный 4.

Расчетные нагрузки приведены в табл. 38.

### в) Расчет на прочность

Максимальный изгибающий момент

$$M_{\max} = \frac{1480 \cdot 15^2}{8} = 41\,625 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Принимая предварительно для верхнего и нижнего поясов доски шириной 22 см, определим высоту на опоре в осях между поясами  $h'_{оп} = h_{оп} - 0,22 = 0,87 - 0,22 = 0,65 \text{ м.}$



Нагрузки, приходящиеся на 1 пог. м балки  
при расстоянии между осями балок 6 м, в кг

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
Постоянная: утеплитель (минеральная вата, толевая прокладка) $(30+2) \cdot 6$ собственный вес остальной части покрытия (кровля, прогоны, подшивка) и собственный вес балки $(27,5 + 9,5 +$ $+ \frac{16 \cdot 12}{15} + 12) \cdot 6$ . . . . .	192  372	1,2  1,1	230  409
Временная от снега $100 \cdot 6$ . . . . .	600	1,4	840
Итого . . . . .	$q^H = 1164$		$q = 1479 \approx 1480$

Опасное сечение для клефанерных балок двутаврового сечения при равномерно распределенной нагрузке находится на расстоянии от опоры

$$x = \left[ \sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma \right] l = \left[ \sqrt{0,516(1+0,516)} - 0,516 \right] \cdot 15 = 5,55 \text{ м,}$$

где

$$\gamma = \frac{h'_{\text{оп}}}{l \operatorname{tg} \alpha} = \frac{0,65}{15 \cdot 0,084} = 0,516.$$

Расчетный изгибающий момент в сечении  $x=5,55$  м

$$M_{\text{max}} = \frac{qx}{2} (l-x) = \frac{1480 \cdot 5,55}{2} \cdot (15 - 5,55) = 38811 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{\text{тр}} = \frac{3881100}{104} = 37318 \text{ см}^3.$$

Расстояние между поясами в том же сечении

$$h_x = h'_{\text{оп}} + \operatorname{tg} \alpha x = 0,65 + 0,084 \cdot 5,55 = 1,12 \text{ м.}$$

Расчетное усилие в нижнем поясе

$$N = \frac{3881100}{112} = 34653 \text{ кг.}$$

Требуемая площадь сечения нижнего пояса

$$F = \frac{34\,653}{80} = 433 \text{ см}^2.$$

где  $R_p$  — расчетное сопротивление для осины при растяжении табл. 5 и 6:

$$R_p = 0,8 \cdot 100 = 80 \text{ кг/см}^2.$$

Сечение верхнего и нижнего поясов принимаем из осиновых досок  $7,5 \times 22 \text{ см}$ . После острожки склеиваемых поверхностей толщина досок уменьшится на 3 мм с каждой склеиваемой поверхности, отсюда получим

$$F = (7,2 \cdot 2 + 6,9) \cdot 22 = 466,6 \text{ см}^2 > 433 \text{ см}^2.$$

При этом высота балки в сечении

$$h'_x = 1,12 + 0,22 = 1,34 \text{ м}.$$

Ширина полок верхнего и нижнего поясов из досок без фанеры

$$b = 7,2 \cdot 2 + 6,9 = 21,3 \text{ см}.$$

Момент инерции поясов в сечении  $x = 5,55 \text{ м}$

$$I_d = \frac{21,3 \cdot 134^3}{12} - \frac{21,3 (134 - 2 \cdot 22)^3}{12} = 2\,976\,860 \text{ см}^4.$$

Момент инерции стенки из фанеры

$$I_\phi = \frac{2 \cdot 134^3}{12} = 401\,017 \text{ см}^4.$$

Приведенный момент инерции к фанере определяем по формуле (87)

$$I_{пр} = 2\,976\,860 + 401\,017 \frac{105\,000}{100\,000} = 3\,397\,930 \text{ см}^4.$$

Приведенный момент сопротивления определяем по формуле (88)

$$W_{пр} = \frac{2 \cdot 3\,397\,930}{134} = 50\,716 \text{ см}^3 > W_{тр} = 37\,318 \text{ см}^3.$$

г) Расчет на жесткость

При отношении  $\frac{l}{h} < 20$ , а в нашем случае  $\frac{l}{h} = \frac{15}{1,5}$  прогиб балки определяется с учетом сдвигающих сил по формуле

$$\begin{aligned} f &= f_0 \left( 1 + \alpha \frac{h^2}{l^2} \right) = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H l^4}{EI_{пр}} \left( 1 + 110 \cdot \frac{150^2}{1500^2} \right) = \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{11,64 \cdot 1500^4}{10^5 \cdot 3\,397\,930} \left( 1 + 110 \cdot \frac{150^2}{1500^2} \right) = 4,75 \text{ см}, \end{aligned}$$

где  $\alpha$  — коэффициент, принимаемый по табл. 34. Если отношение  $\frac{b_1}{b} = \frac{2}{23,3} = \frac{1}{11,65} < \frac{1}{8}$ , то по таблице при предельном отношении  $\frac{b_1}{b} = \frac{1}{8}$  коэффициент  $\alpha = 90$ . В нашем случае при отношении  $\frac{b_1}{b} = \frac{1}{11,65}$  коэффициент  $\alpha$  следует увеличить.

По интерполяции примем  $\alpha = 110$ .

Относительный прогиб  $\frac{f}{l} = \frac{4,75}{15} = \frac{1}{317} < \frac{1}{200}$ .

д) Проверка устойчивости стенки из ее плоскости

Поперечная сила на опоре

$$Q = \frac{1480 \cdot 15}{2} = 11\,100 \text{ кг}.$$

Расчетное скалывающее усилие определяем по формуле (78)

$$T_{\text{ск}} = \frac{11\,100}{134} = 82,8 \text{ кг}.$$

Оно должно быть не менее

$$T'_{\text{ск}} = \varphi_{\text{ф}} R_{\text{ск}} \delta_{\text{ф}} = 0,75 \cdot 60 \cdot 2 = 90 \text{ кг} > 82,8 \text{ кг},$$

где  $\varphi_{\text{ф}}$  — коэффициент устойчивости фанеры, определяемый в зависимости от отношения расстояния между ребрами жесткости к толщине фанеры, величина которого определяется по формуле (79):

$$\varphi_{\text{ф}} = \left( \frac{65 \cdot 2}{150} \right)^2 = 0,75,$$

где  $a$  — расстояние между ребрами жесткости, равное 150.

Проверим коэффициент собственного веса балки, характеризующий экономичность конструкции, по формуле (37)

$$k_{\text{св}} = \frac{1000 \cdot q_{\text{св}}}{(g^{\text{н}} + q_{\text{св}} + p_{\text{с}}^{\text{н}}) l} = \frac{1000 \cdot 12}{(69 + 25 + 100) 15} = 4,1,$$

что близко к принятому  $k_{\text{св}} = 4$ . Здесь  $q_{\text{св}}$  — собственный вес прогона и балки.

## § 29. КЛЕЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ В ЗАРУБЕЖНОЙ ПРАКТИКЕ

Зарубежная литература рекомендует применять клееные балки любой высоты и длины, придавая им любую форму.

Сечение балок может быть прямоугольное, тавровое, двутавровое, коробчатое, как постоянное по всей длине пролета,

так и переменное в зависимости от изменения величины момента.

С целью получения экономии материала на стыках клееных конструкций были проведены исследовательские работы [15], направленные на изучение работы стыков.

На рис. 62 представлены различные типы замковых соединений слоев клееных конструкций, подвергавшихся растяжению и сжатию.

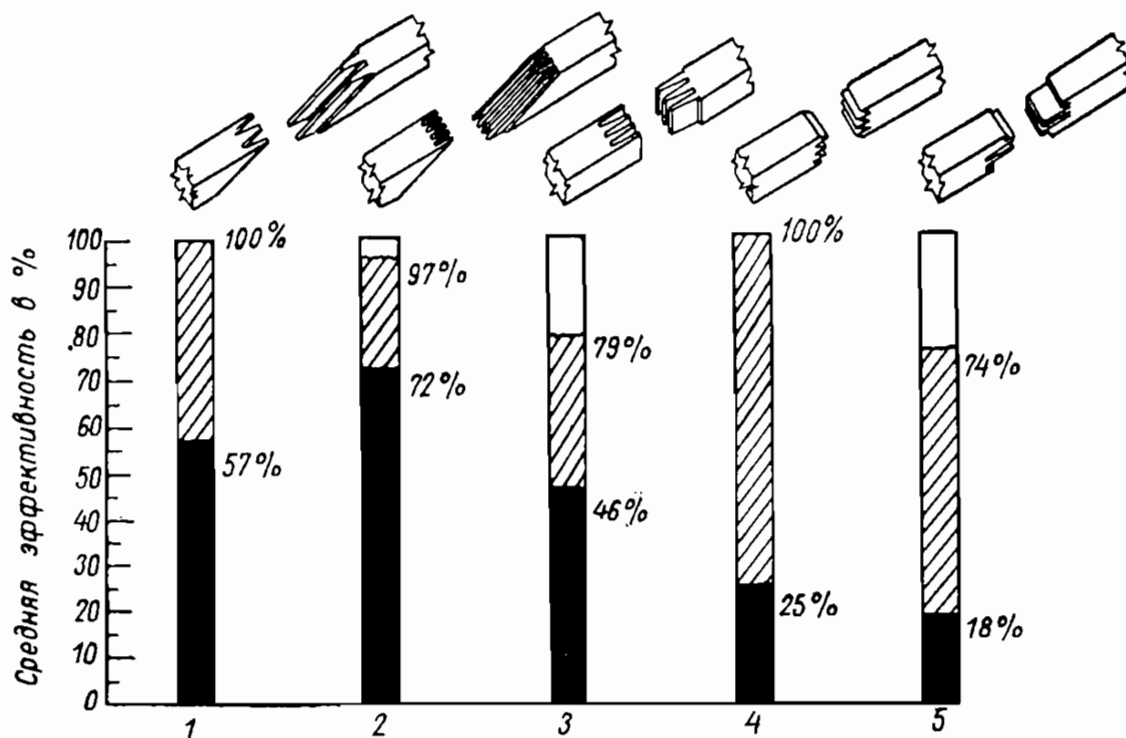


Рис. 62. Разновидности стыков древесины с графиком прочности на растяжение и сжатие

1 — косой зубчатый замок; 2 — прямоугольный зубчатый замок; 3, 4 и 5 — зубчатые стыки

Полученные результаты испытаний отражены на графике в виде процента прочности между испытанными стержнями, имеющими стык от прочности контрольных образцов и не имеющими стыков.

Из рис. 62 видно, что зубчатые стыки при работе на растяжение дают 46—18% прочности образца без стыков.

При сжатии образца зубчатые стыки дают прочность от 100 до 74% прочности контрольного элемента. На рис. 63 показаны образцы, подвергавшиеся изгибу клееных балок с различными видами стыковых соединений досок и разнообразным размещением мест стыков от  $10d$  до  $30d$ , где  $d$  — толщина стыкуемых досок. Клееные балки были трех видов. Первые имели 8, вторые — 11 и третьи — 17 слоев.

Результаты испытаний также сравнивались с контрольными образцами. Полученные средние данные о прочностях балок,

выраженные в процентах от прочности контрольных образцов, сведены в табл. 38. Цифры таблицы колеблются от 84 до 97% прочности контрольного образца. Прочность зубчатого соедине-

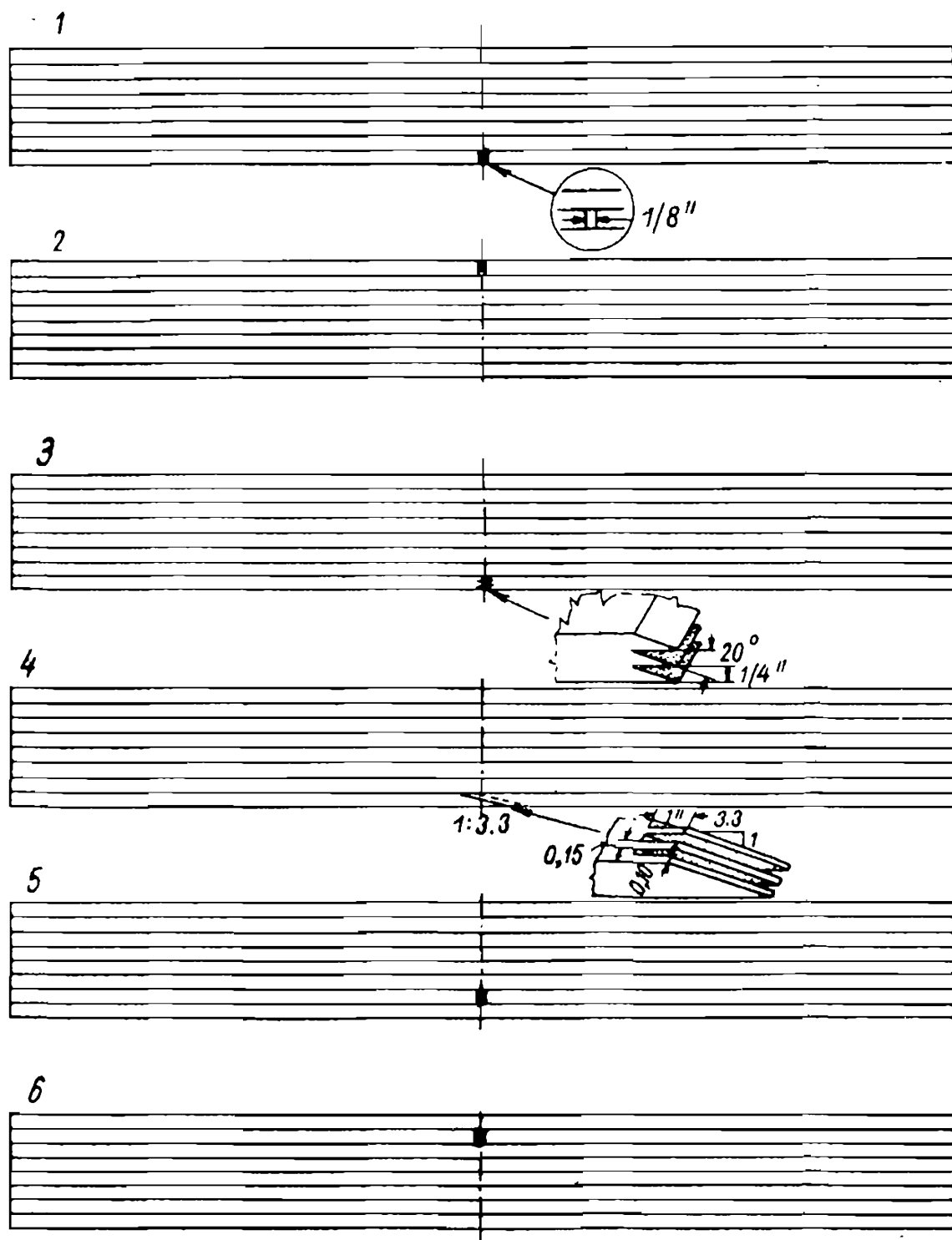
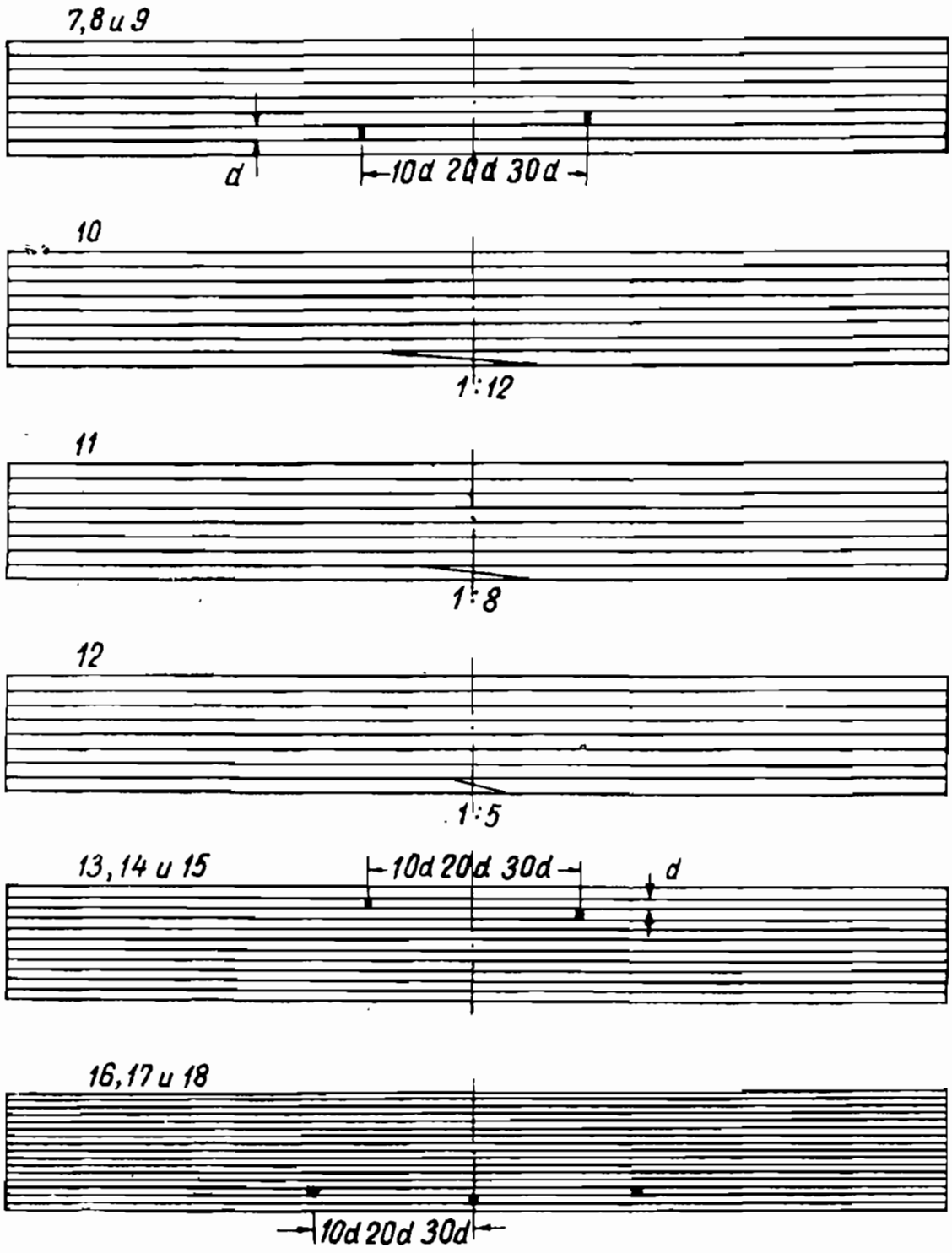


Рис. 63. Эскизы соединений

ния нельзя признать превалирующей над прочностью соединения «на ус»: в балке из 17 слоев при уклоне 1:5 получилась прочность больше, чем с уклоном 1:12, этот результат испытания следует считать случайным. Сравнивая прочности замков

«на ус» и на зубчатый шип, следует сделать заключение, что большой разницы в прочности нет; учитывая, что трудоемкость изготовления соединения «на ус» меньше, чем на зубчатый шип,



для клееных балок

для проектирования клееных конструкций следует отдавать предпочтение соединению «на ус» в растянутых элементах в зонах растяжения балок, работающих на изгиб. Для сжатых же зон применять соединения впритык за исключением наружных слоев.

**Результаты испытаний на прочность стыковых  
соединений клееных элементов**

Количество слоев	Прочность зубчатого замка		Прочность соединения «на ус» в %					
			Уклон 1 : 12		Уклон 1 : 8		Уклон 1 : 5	
	ожидаемая	средняя	ожидаемая	средняя	ожидаемая	средняя	ожидаемая	средняя
8	77	95	92	91	84	94	77	90
11	83	91	92	87	84	97	83	91
17	89	84	92	82	89	92	89	96

Дополнительные исследования показали, что при соединении «на ус» с уклоном 1 : 20 прочность соединения можно довести до 95 %.

При проектировании растянутых клеевых элементов зарубежными нормами не допускается стыкование досок «впритык». Замки «на ус» рекомендуется применять с уклоном не менее 1 : 10. Наименьшие расстояния между соединениями принимаются аналогично с интервалами для балок в растянутой зоне, кроме того, вводятся поправочные коэффициенты в напряжение: 0,9 — при уклоне 1 : 20 и 0,85 — при 1 : 10.

Учитывая наличие продольного изгиба в сжатых элементах при конструировании их, применять соединения в слоях «впритык» не допускается, а приняты замки «на ус» с уклонами 1 : 3 и 1 : 5, размещение которых вдоль элемента друг от друга в смежных слоях должно быть не менее  $10d$ . В случае крайней необходимости (отсутствие оборудования) стыки «впритык» в смежных досках размещаются не ближе 50 толщин доски.

В местах стыков слоев независимо от вида стыка («на ус» или «впритык») эффективная рабочая площадь сжатого элемента принимается нетто за вычетом площади стыкуемой доски, особенно это рекомендуется при расчете внецентренно сжатых элементов.



## Глава IX

### АРКИ, РАМЫ И ФЕРМЫ

#### § 30. АРКИ И ИХ РАСЧЕТ

Арки являются весьма распространенной конструкцией в инженерных сооружениях. Для перекрытия больших пролетов преимущественно применяются арки двух- и трехшарнирного типа.

Расчет арок в соответствии со СНиП II-V.4-62 производится на устойчивость и на сжатие с изгибом в плоскости кривизны по правилам расчета прямолинейных стержней такого же сечения.

Подбор сечения арок производится по максимальному изгибающему моменту  $M$  и продольной силе  $N$ , действующей в том же сечении.

Проверку прочности сечения круговых арок производят по формуле внецентренного сжатия

$$\frac{N}{F_{нт}} + \frac{M}{\xi W_{расч}} \leq [R_c], \quad (89)$$

где  $M$  и  $N$  — соответственно изгибающий момент и продольная сила в том же сечении;

$F_{нт}$  и  $W_{расч}$  — площадь и момент сопротивления брутто поперечного сечения элемента;

$\xi$  — коэффициент (действительный в пределах от 1 до 0), учитывающий дополнительный момент от продольной силы при деформации элемента, определяемый по формуле (22).

При отсутствии изгибающего момента подбор сечения арки производится на продольную силу, действующую в  $1/4$  пролета арки.



Определение изгибающих моментов производится при двух загрузениях временной нагрузкой: одностороннем — на одной половине пролета арки и полном — по всему пролету.

За расчетную длину арки  $l_0$  принимают:

а) для двух- и трехшарнирных арок при несимметричной нагрузке —  $0,5 s$ ;

б) для трехшарнирных арок при симметричной нагрузке —  $0,7 s$ ;

в) для двухшарнирных арок при симметричной нагрузке —  $0,6 s$ , где  $s$  — полная длина дуги арки, определяемая по формуле

$$s = \frac{\pi R \alpha}{90}, \quad (90)$$

где  $\alpha$  — угол наклона между касательной в данной точке и горизонталью;

$R$  — радиус кривизны арки.

При отсутствии сплошного раскрепления арок по верхнему поясу необходимо проверить устойчивость арок из плоскости кривизны (между прогонами, в пределах фонаря и т. п.) по формуле (14).

Величину распора в двухшарнирных арках кругового и параболического очертания со стрелой подъема не более  $1/4$  пролета и высотой сечения не более  $1/30$  пролета допускается определять как в трехшарнирных арках, т. е. в предположении наличия шарнира в ключе.

Определение величины распора  $H$  в круговых арках от равномерно распределенной нагрузки производится по формулам: при загрузении арки по всему пролету

$$H = kql; \quad (91)$$

при загрузении половины пролета арки

$$H = 0,5kql, \quad (92)$$

где  $q$  — равномерно распределенная по горизонтальной проекции арки нагрузка;

$k$  — коэффициент, определяемый по приложению 7 в зависимости от вида загрузения арки и отношения пролета  $l$  к стреле подъема  $f$ .

Стрела подъема арок в ключе должна быть не менее  $1/6$  пролета. Затяжки следует, как правило, делать стальными, подвешивая их к конструкциям во избежание провисания. Гибкость затяжек, кроме тяжей, в вертикальной плоскости между подвесками не должна превышать 400.

Основными геометрическими характеристиками круговых арок являются:

$\frac{l}{f}$  — отношение пролета к стреле подъема;

$R$  — радиус кривизны:

$$R = \frac{4 + k_0^2}{8k_0} l, \quad (93)$$

где

$$k_0 = \frac{l}{f};$$

$y$  — ордината в сечениях арки:

$$y = \sqrt{R^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2} - H_0, \quad (94)$$

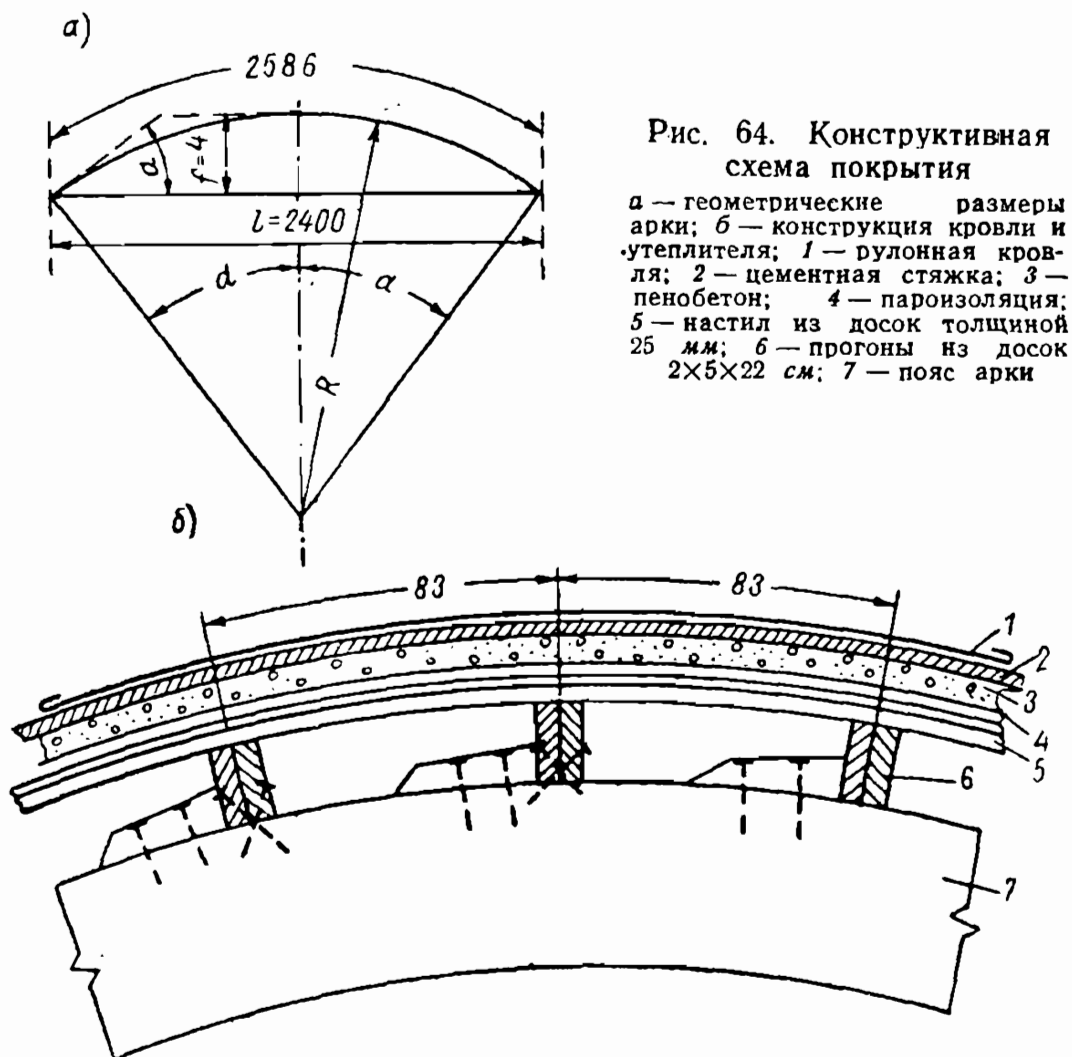
где  $H_0 = R - f$ .

Напряжение по клеевому шву в арках определяется по формуле

$$t = \frac{QS_{6p}}{Ib\xi}. \quad (95)$$

### § 31. ПРИМЕР РАСЧЕТА

Пример 33. Рассчитать и запроектировать двухшарнирную клееную арку кругового очертания, предназначенную для покрытия производственного здания по следующим данным:



пролет арки  $l=24$  м; расстояние между осями арок (шаг арок)  $a=6$  м; нагрузки: постоянные  $g^H$  — в соответствии с рис. 64, временная от снега для III района  $p_c^H=100$  кг/м<sup>2</sup>. Коэффициенты перегрузки принимаются по табл. 9; материал — осина влажностью 15%; материал для затяжки — сталь класса А-1; клей фенолформальдегидный марки КБ-3; расчетные сопротивления для осины принимаются по табл. 5 и 6:  $R_{II}=150 \cdot 0,8 = 120$  кг/см<sup>2</sup>;  $R_c=130 \cdot 0,8=104$  кг/см<sup>2</sup>;  $R_{ск}=24 \cdot 0,8=19,2$  кг/см<sup>2</sup>; для стали класса А-1  $R_a=2100$  кг/см<sup>2</sup>.

## 1. ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ АРКИ

В соответствии со СНиП II-V.4-62 принимаем стрелу подъема арки в замке  $f=1/6 l = \frac{24}{6} = 4$  м.

Радиус кривизны арки кругового очертания определяем по формуле (93)

$$R = \frac{4 + k_0^2}{8k_0} l = \frac{4 + 6^2}{8 \cdot 6} \cdot 24 = 20 \text{ м,}$$

где

$$k_0 = \frac{l}{f} = \frac{24}{4} = 6.$$

Длину дуги арки определяем по формуле (90)

$$s = \frac{\pi R \alpha}{90} = \frac{3,14 \cdot 2000 \cdot 37}{90} = 2586 \text{ см,}$$

где  $\alpha$  — угол, составляемый между касательной у опоры арки и горизонталью,

$$\sin \alpha = \frac{l}{2R} = \frac{2400}{2 \cdot 2000} = 0,6; \quad \alpha = 37^\circ.$$

Геометрические характеристики арки кругового очертания представлены на рис. 64.

## 2. ПОДСЧЕТ НАГРУЗОК

а) Постоянная нагрузка:

	кг/м <sup>2</sup>
рубероидная кровля в три слоя на мастике	10
цементная стяжка толщиной 2 см $0,02 \cdot 2400$	48
утеплитель — пенобетон толщиной 10 см $0,10 \cdot 400$	40
пароизоляция (слой толя)	3
настил из досок толщиной 25 мм $0,025 \cdot 500$	12,5
прогоны из двух досок сечением $5 \times 22$ см $2 \cdot 0,05 \cdot 0,22 \cdot \frac{100}{83} \cdot 500$	13,1

Итого  $g^H_1 = 127$

Нагрузка, приходящаяся на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной проекции арки,

$$g^H = \frac{127 \cdot s}{l} = \frac{127 \cdot 2586}{2400} = 137 \text{ кг/м}^2.$$

б) Временная нагрузка от снега для III района

$$p_c^H = c p_c^H = 0,75 \cdot 100 = 75 \text{ кг/м}^2,$$

где  $p_c^H$  — вес снегового покрова для III района, равный 100 кг/м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли;

$c$  — коэффициент перехода от веса снегового покрова на горизонтальной поверхности земли к нормальной нагрузке на покрытие, принимаемый для нашего случая (СНиП II-A.11-62, табл. 6):

$$c = \frac{l}{8f} = \frac{24}{8 \cdot 4} = 0,75;$$

в) Собственный вес арки, принимаемый ориентировочно по эмпирической формуле (37),

$$q_{св} = \frac{137 + 75}{\frac{1000}{3 \cdot 24} - 1} = 16,4 \text{ кг.}$$

Таблица 40

Нагрузки, приходящиеся на 1 пог. м арки при расстоянии между осями арок 6 м, в кг

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
Постоянная: утеплитель (40+3)·6	258	1,2	310
собственный вес остальной части покрытия (кровля, цементная стяжка, настил, прогоны) и собствен- ный вес арки (10 + 48 + 12,5 + + 13,1 + 16,4)·6 .	600	1,1	660
Итого . . . . .	858		970
На 1 пог. м горизон- тальной проекции . .	$g^H = \frac{858 \cdot 2586}{2400} = 924$		$g = \frac{970 \cdot 2586}{2400} = 1045$
Временная от снега 75·6 . . . . .	$p_c^H = 450$	1,4	$p_c = 630$
Полная . . . . .	$q^H = 1374$		$q = 1675$

### 3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ АРКИ

#### а) Определение ординат арки

Ординаты арки определяем через каждые 1,2 м по формуле (94) кругового очертания арки (рис. 65)

$$y_1 = \sqrt{R^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2} - H_0 =$$

$$= \sqrt{20^2 - \left(\frac{24}{2} - 1,2\right)^2} - 16 = 0,83 \text{ м,}$$

где

$$H_0 = R - f = 20 - 4 = 16,$$

или по формулам приложения 6

$$y = kf,$$

где  $k$  — коэффициент кругового очертания арки:

$y_1 = 0,208 \cdot 4 = 0,83 \text{ м}$	$y_6 = 0,854 \cdot 4 = 3,42 \text{ м}$
$y_2 = 0,386 \cdot 4 = 1,54 \text{ »}$	$y_7 = 0,918 \cdot 4 = 3,67 \text{ »}$
$y_3 = 0,537 \cdot 4 = 2,15 \text{ »}$	$y_8 = 0,964 \cdot 4 = 3,86 \text{ »}$
$y_4 = 0,665 \cdot 4 = 2,66 \text{ »}$	$y_9 = 0,991 \cdot 4 = 3,96 \text{ »}$
$y_5 = 0,770 \cdot 4 = 3,08 \text{ »}$	$y_{10} = f = 4 \text{ м.}$

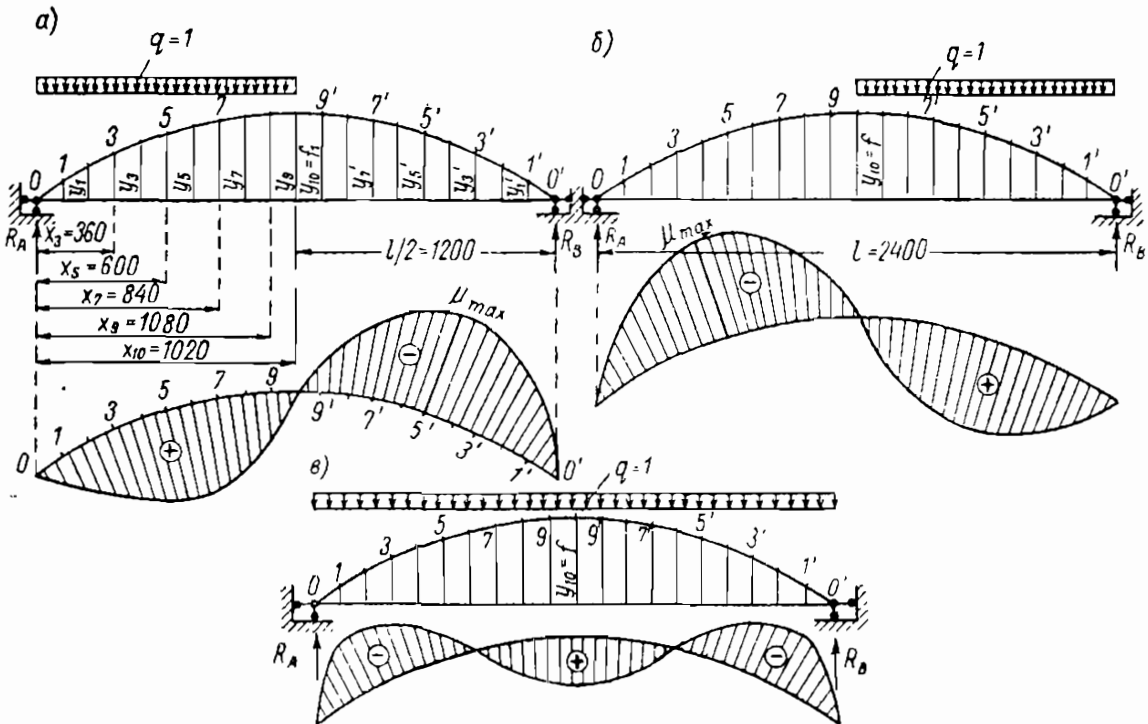


Рис. 65. Эпюры изгибающих моментов

а — при загрузении арки слева; б — при загрузении арки справа;  
в — при загрузении арки по всему пролету

б) Определение изгибающих моментов

Для построения эпюр изгибающих моментов производим расчет арки при двух загрузениях временной нагрузкой: одностороннем — на одной половине пролета арки и полном — по всему пролету. Причем для удобства вычислений изгибающих моментов равномерно распределенную нагрузку принимаем равной 1, т. е.  $q=1$ .

При одностороннем загрузении половины пролета слева определяем величину распора по формуле

$$H = 0,5kql = 0,5 \cdot 0,7387 \cdot 1 \cdot 24 = 8,856,$$

где  $k$  — коэффициент, принятый по приложению 7.

Опорные реакции

$$R_A = \frac{3}{4} \left( \frac{ql}{2} \right) = \frac{3 \cdot 1 \cdot 24}{4 \cdot 2} = 9;$$

$$R_B = \frac{1}{4} \left( \frac{ql}{2} \right) = \frac{1 \cdot 1 \cdot 24}{4 \cdot 2} = 3.$$

Изгибающие моменты определяются по формулам: на левой половине арки

$$M = R_A x - \frac{x^2}{2} - H \cdot y;$$

$$M_0 = 0;$$

$$M_1 = 9 \cdot 1,2 - \frac{1,2^2}{2} - 8,86 \cdot 0,83 = 2,73;$$

$$M_2 = 9 \cdot 2,4 - \frac{2,4^2}{2} - 8,86 \cdot 1,54 = 5,08;$$

$$M_3 = 9 \cdot 3,6 - \frac{3,6^2}{2} - 8,86 \cdot 2,15 = 6,87;$$

$$M_4 = 9 \cdot 4,8 - \frac{4,8^2}{2} - 8,86 \cdot 2,66 = 8,11;$$

$$M_5 = 9 \cdot 6 - \frac{6^2}{2} - 8,86 \cdot 3,08 = 8,71;$$

$$M_6 = 9 \cdot 7,2 - \frac{7,2^2}{2} - 8,86 \cdot 3,42 = 8,58;$$

$$M_7 = 9 \cdot 8,4 - \frac{8,4^2}{2} - 8,86 \cdot 3,67 = 7,80;$$

$$M_8 = 9 \cdot 9,6 - \frac{9,6^2}{2} - 8,86 \cdot 3,86 = 6,12;$$

$$M_9 = 9 \cdot 10,8 - \frac{10,8^2}{2} - 8,86 \cdot 3,96 = 3,79;$$

$$M_{10} = 9 \cdot 12 - \frac{12^2}{2} - 8,86 \cdot 4 = 0,56;$$

на правой половине арки

$$M' = R_B x - H \cdot y;$$

$$M'_0 = 0;$$

$$M'_1 = 3 \cdot 1,2 - 8,86 \cdot 0,83 = -3,75;$$

$$M'_2 = 3 \cdot 2,4 - 8,86 \cdot 1,54 = -6,44;$$

$$M'_3 = 3 \cdot 3,6 - 8,86 \cdot 2,15 = -8,15;$$

$$M'_4 = 3 \cdot 4,8 - 8,86 \cdot 2,66 = -9,17;$$

$$M'_5 = 3 \cdot 6 - 8,86 \cdot 3,08 = -9,29;$$

$$M'_6 = 3 \cdot 7,2 - 8,86 \cdot 3,42 = -8,68;$$

$$M'_7 = 3 \cdot 8,4 - 8,86 \cdot 3,67 = -7,32;$$

$$M'_8 = 3 \cdot 9,6 - 8,86 \cdot 3,86 = -5,40;$$

$$M'_9 = 3 \cdot 10,8 - 8,86 \cdot 3,96 = -2,69;$$

$$M'_{10} = 3 \cdot 12 - 8,86 \cdot 4 = +0,56.$$

Таблица 41

Результаты вычислений изгибающих моментов

№ сечений	Изгибающие моменты от единичной нагрузки $q=1$		
	на половине пролета слева	на половине пролета справа	по всему пролету
0	0	0	0
1	+2,73	-3,75	-1,02
2	+5,08	-6,44	-1,36
3	+6,87	-8,15	-1,28
4	+8,11	-9,17	-1,06
5	+8,71	-9,29	-0,58
6	+8,58	-8,68	-0,10
7	+7,80	-7,32	+0,48
8	+6,12	-5,40	+0,72
9	+3,79	-2,69	+1,10
10	+0,56	+0,56	+1,12
9	-2,69	+3,79	+1,10
8	-5,40	+6,12	+0,72
7	-7,32	+7,80	+0,48
6	-8,68	+8,58	-0,10
5	-9,29	+8,71	-0,58
4	-9,17	+8,11	-1,06
3	-8,15	+6,87	-1,28
2	-6,44	+5,08	-1,36
1	-3,75	+2,73	-1,02
0	0	0	0

Если нагрузим арку равномерно распределенной нагрузкой по всему пролету, изгибающие моменты в сечениях получим как разность между изгибающими моментами при загрузении половины пролета арки слева и справа.

Значение максимального изгибающего момента получили в сечениях 5 и 5', т. е. в четвертях пролета.

Для этих же сечений определим и нормальные силы:  
нормальная сила в сечении 5 для левой половины арки

$$N_5 = (R_A - x_5) \sin \alpha + H \cos \alpha = (9 - 6) \cdot 0,3 + 8,86 \cdot 0,646 = 6,62;$$

нормальная сила в сечении 5' для правой половины арки

$$N_{5'} = R_B \sin \alpha + H \cos \alpha = 3 \cdot 0,3 + 8,86 \cdot 0,646 = 6,62,$$

где

$$\sin \alpha = \frac{\frac{l}{2} - x_5}{R} = \frac{\frac{24}{2} - 6}{20} = 0,3;$$

$$\cos \alpha = \frac{H_0 - y_5}{R} = \frac{16 - 3,08}{20} = 0,646.$$

Нормальная сила в тех же сечениях при загрузении всего пролета

$$N_{5-5'} = 6,62 + 6,62 = 13,24.$$

Чтобы определить расчетный изгибающий момент от полной постоянной и односторонней снеговой нагрузок, необходимо наибольшие изгибающие моменты в сечении 5 от единичной нагрузки умножить на величины этих нагрузок

$$M_{\text{расч}} = -(9,29 \cdot p_c + 0,58g) = -(9,29 \cdot 630 + 0,58 \cdot 1045) = -6458,8 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Расчетная нормальная сила в том же сечении при той же нагрузке

$$N_{\text{расч}} = -(6,62 p_c + 13,24g) = -(6,62 \cdot 630 + 13,24 \cdot 1045) = -18006,4 \text{ кг}.$$

#### 4. ПОДБОР СЕЧЕНИЙ АРКИ

Для пояса арки принимаем доски в соответствии с сортаментом толщиной 50 мм и шириной 180 мм.

Учитывая уменьшение размеров при острожке склеиваемых поверхностей по 2,5 мм, проектируем сечение арки из 13 досок.

Размеры поперечного сечения арки получим:

$$h = 13 \cdot 5 - (11 \cdot 0,5 + 2 \cdot 0,25) = 59 \text{ см}; \quad b = 18 \text{ см}.$$

При этом  $\frac{h}{b} = \frac{59}{18} = 3,3 < 4.$

Проверяем прочность принятого сечения арки.

Площадь поперечного сечения

$$F = 18 \cdot 59 = 1062 \text{ см}^2.$$



Момент сопротивления

$$W = \frac{18 \cdot 59^2}{6} = 10\,443 \text{ см}^3.$$

Определяем гибкость пояса в плоскости кривизны

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{0,5 \cdot s}{0,289h} = \frac{0,5 \cdot 2586}{0,289 \cdot 59} = 76.$$

Определяем коэффициент, учитывающий дополнительный момент от нормальной силы при деформации стержня, по формуле (21)

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3100 F R_c} = 1 - \frac{76^2 \cdot 18\,006}{3100 \cdot 1062 \cdot 104} = 0,7.$$

Проверку прочности производим по формуле (89)

$$R = \frac{18\,006}{1062} + \frac{645\,880}{1,05 \cdot 10\,443 \cdot 0,7} = 101,2 \text{ кг/см}^2 < [R_c] = 104 \text{ кг/см}^2,$$

где  $k$  — коэффициент, вводимый к моменту сопротивления по табл. 32, равный 1,05.

Проверка на устойчивость производится по формуле (14).

Вычисляем гибкость пояса

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{83}{0,289b} = \frac{83}{0,289 \cdot 18} = 16 < 75,$$

где  $l_0$  — расстояние между осями прогонов, равное 83 см.

Коэффициент продольного изгиба  $\varphi$  определяем по формуле (15)

$$\varphi = 1 - 0,8 \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left( \frac{16}{100} \right)^2 = 0,98.$$

Условие устойчивости

$$R_c = \frac{18\,006}{0,98 \cdot 1062} = 17,3 \text{ кг/см}^2 < [R_c] = 104 \text{ кг/см}^2.$$

Проверку на устойчивость можно бы было и не производить, так как запас устойчивости очевиден ввиду частого расположения прогонов.

Проверяем прочность клеевого шва в нейтральной оси сечения от полного нагружения арки.

Наибольшую величину распора  $N_{\max}$  определяем при полном нагружении арки постоянной и временной нагрузками по формуле (91)

$$N_{\max} = 0,7387 \cdot 1675 \cdot 24 = 29647,6 \text{ кг},$$

где  $k$  — коэффициент, принятый по приложению 7, равный 0,7387.

Наибольшая поперечная сила на опоре

$$Q_{\max} = Q_0 \cos \alpha - H \sin \alpha = \frac{(g + \rho_c)e}{2} \cos 37^\circ - H \sin 37^\circ = \\ = \frac{(1045 + 630) \cdot 24}{2} \cdot 0,799 - 29647,6 \cdot 0,6 = 2292,4 \text{ кГ.}$$

Статический момент относительно нейтральной оси

$$S_{\text{бр}} = \frac{bh}{2} \cdot \frac{h}{4} = \frac{bh^2}{8} = \frac{18 \cdot 59^2}{8} = 7832 \text{ см}^3.$$

Момент инерции относительно нейтральной оси

$$I = \frac{18 \cdot 59^3}{12} = 308\,068 \text{ см}^4.$$

Напряжение в клеевом шве определяем по формуле (95)

$$t = \frac{2292,4 \cdot 7832}{308\,068 \cdot 18 \cdot 0,7} = 5 \text{ кГ/см}^2 < [R_{\text{ск}}] = 19,2 \text{ кГ/см}^2.$$

## 5. РАСЧЕТ ЗАТЯЖКИ

Затяжку проектируем из стали класса А-1 с расчетным сопротивлением  $R_a = 2100 \text{ кГ/см}^2$ .

Сечение затяжки определяем по максимальному значению распора  $H_{\max} = 29647,6 \text{ кГ}$ .

Требуемая площадь поперечного сечения затяжки

$$F_{\text{нт}} = \frac{29647,6}{2100} = 14,1 \text{ см}^2.$$

Диаметр затяжки определяем из формулы

$$F = \frac{\pi d^2}{4}, \quad d = \sqrt{\frac{4 \cdot F}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 14,1}{3,14}} = 4,25 \text{ см.}$$

Принимаем затяжку  $d = 50 \text{ мм}$ .

При длине затяжки  $l = 24 \text{ м}$  необходим стык, который осуществляем на сварке.

Длина сварного шва должна быть не менее  $4d = 4 \cdot 5 = 20 \text{ см}$ .

Проверяем гибкость затяжки

$$\lambda = \frac{l}{\frac{d}{4}} = 4 \frac{l}{d} = 4 \cdot \frac{2400}{5} = 1920 > 400,$$

что недопустимо.

Чтобы получить гибкость не более 400, необходимо конструкцию затяжки осуществить на подвесках: всю длину

затяжки  $l=24$  м делим на шесть равных частей (рис. 66), тогда для участка от подвески до подвески будет  $\frac{l}{6} = \frac{24}{6} = 4$  м, при этом гибкость затяжки

$$\lambda = 4 \frac{l_0}{d} = 4 \frac{400}{5} = 320 < 400.$$

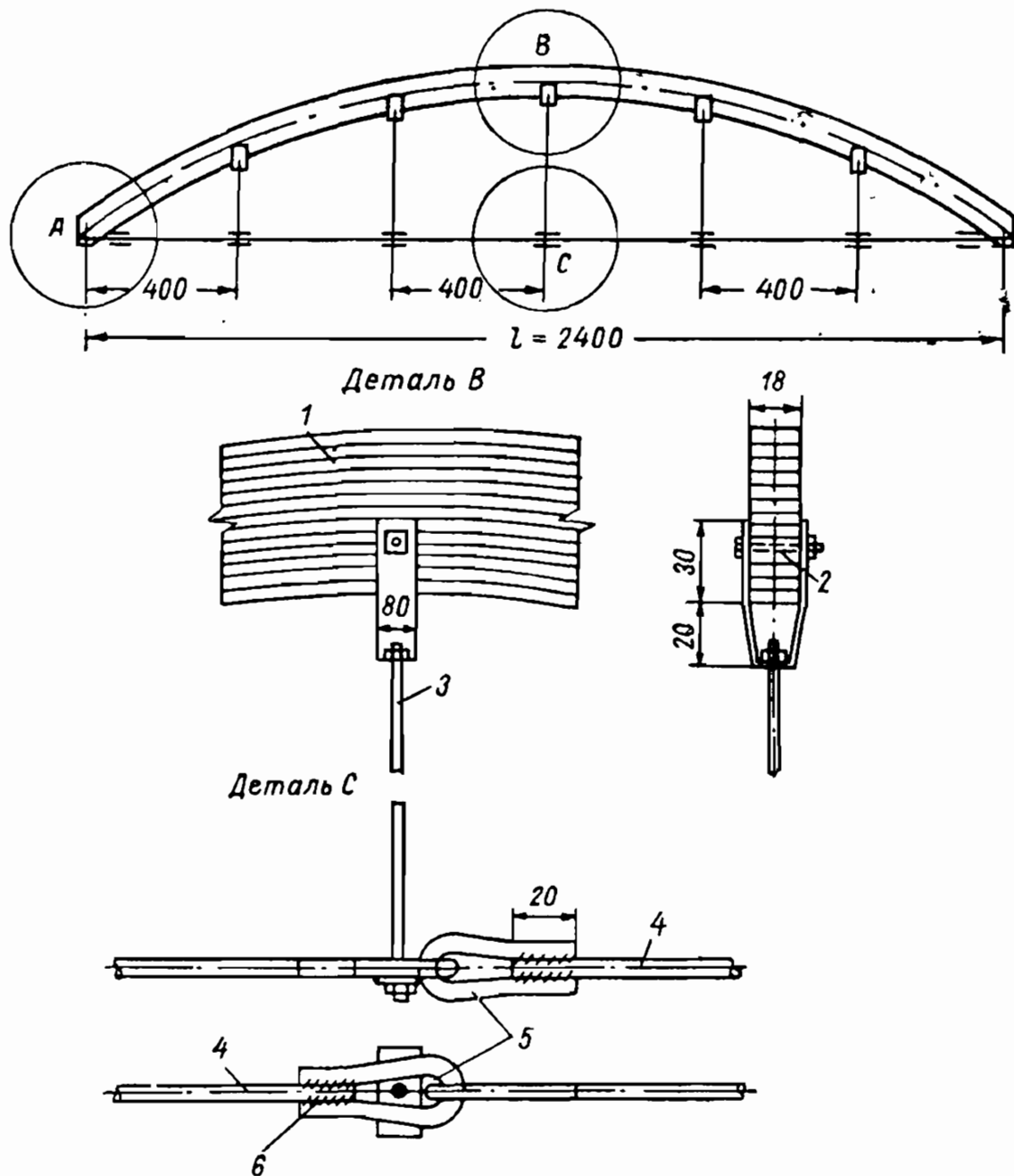


Рис. 66. Детали сопряжения троса и пояса арки с подвесками  
 1 — пояс арки; 2 — болт  $d = 12$  мм; 3 — подвеска  $d = 12$  мм; 4 — трос  $d = 50$  мм;  
 5 — серьга  $d = 50$  мм; 6 — электросварка

Диаметр подвески принимаем конструктивно  $d = 12$  мм. Конструкцию затяжки осуществляем петлевидной формы у опор и в местах подвесок.

## 6. РАСЧЕТ ОПОРНОГО УЗЛА

Конструкцию опорного узла осуществляем из швеллера, прикрепленного при помощи уголков  $100 \times 10$  мм к поясу арки и затяжке, устраиваемой в виде «серьги» (рис. 67).

Профиль швеллера определяем из условия смятия торца древесины

где

$$F_{\text{см}} = \frac{H_{\text{max}}}{[R_{\text{см}}]_{\alpha}} = \frac{29647,6}{0,8 \cdot 66,7} = 556 \text{ см}^2,$$

$$[R_{\text{см}}]_{\alpha} = [R_{\text{см}}]_{37^{\circ}} = \frac{R_{\text{см}}}{1 + \left( \frac{R_{\text{см}}}{R_{\text{см} 90^{\circ}}} - 1 \right) \sin^3 \alpha} =$$

$$= \frac{130}{1 + \left( \frac{130}{24} - 1 \right) 0,6^3} = 66,7 \text{ кг/см}^2.$$

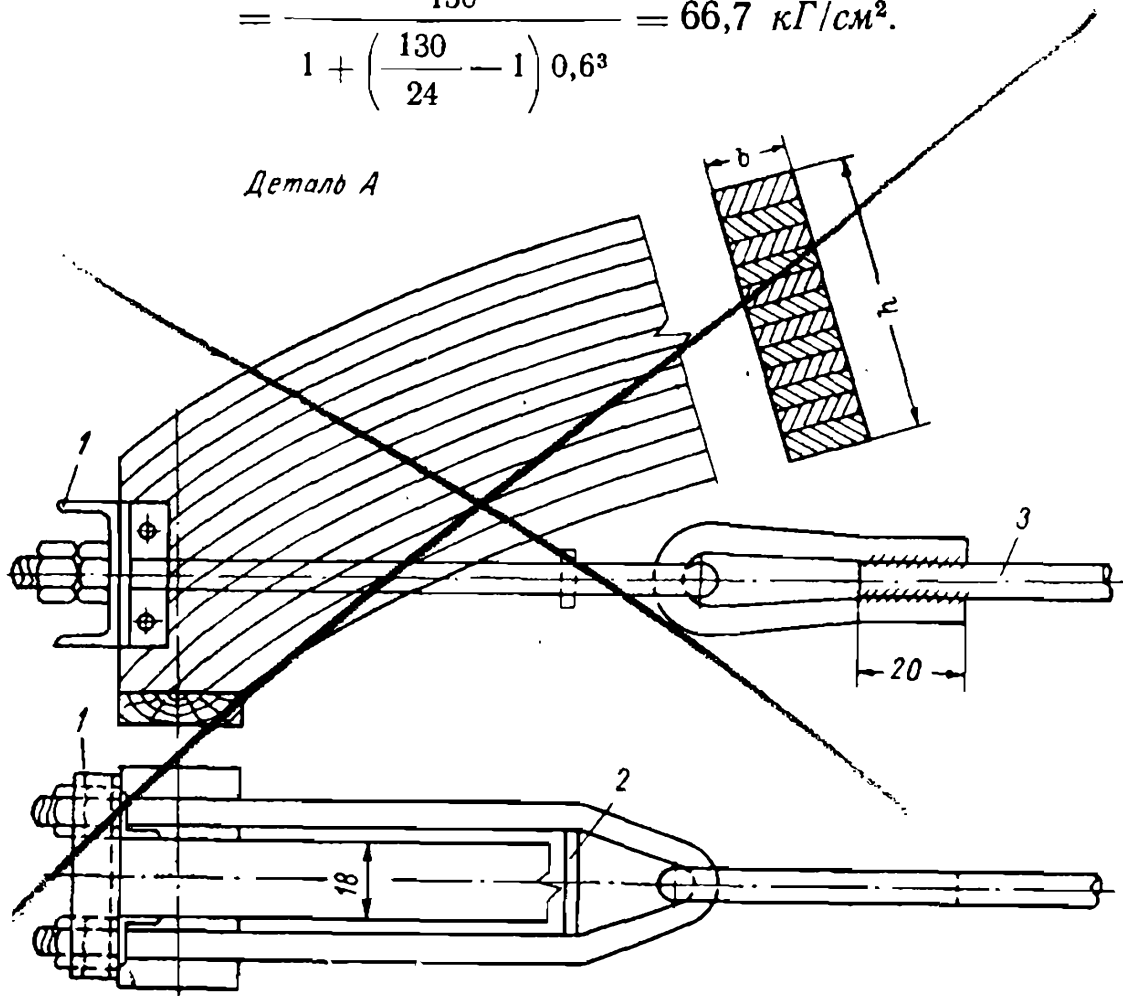


Рис. 67. Деталь опорного узла арки А

1 — швеллер № 32; 2 — распорка на электросварке; 3 — тяж

Профиль швеллера

$$h = \frac{556}{18} = 31 \text{ см.}$$

Принимаем швеллер № 32.

Стык досок в поясе арки осуществляем на «ус» в разбежку. Пояс арки по всей длине конструируем из досок I категории.

## § 32. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О РАМАХ И ИХ РАСЧЕТЕ

Деревянные конструкции рамного типа преимущественно применяются в промышленных зданиях. При отсутствии большой влажности и надлежащей защиты древесины от гниения и возгорания целесообразно применение в зданиях и сооружениях складского типа, пакгаузах, эстакадах деревообрабатывающих мастерских пролетом 15—30 м деревянных конструкций рамного типа.

Удачно выбранные конструктивные решения и применяемые материалы решают экономическую сторону проекта. Практика возведения подобного рода сооружений вполне себя оправдала.

Применение для несущих элементов деревянных конструкций древесины лиственных пород, осины, тополя, которые по своей стоимости дешевле древесины хвойных пород, в значительной степени удешевляет стоимость возводимых сооружений.

Для однопролетных зданий чаще всего применяются сквозные деревянные двух- и трехшарнирные рамы с решетчатыми стойками, защемленными обычно в бетонные фундаменты при помощи анкерных связей, и ригелем — сплошным или решетчатым, шарнирно соединенным со стойками.

При наличии в здании мостовых кранов стойки проектируются ступенчатыми из двух ветвей (наружной и внутренней), причем внутренняя ветвь служит опорой для подкрановых балок.

Ветви решетчатых стоек выполняются из брусьев, бревен, опиленных на два канта, или просто из круглых бревен.

Решетка стоек (раскосы и поперечины) выполняется из досок, которые в узлах соединяются при помощи болтов.

Ригель решетчатой конструкции, так же как и ферму, изготовляют из брусьев или досок.

Рама, состоящая из двух стоек, защемленных в фундаментах, и шарнирно соединенная ригелем со стойками, является статически неопределимой. В таких рамах за лишнюю неизвестную принимают продольное усилие  $X$  в ригеле на уровне верха стойки, т. е. по оси нижнего пояса ригеля. Если двухшарнирная рама не имеет защемления в фундаментах, такая рама будет статически определимой.

Рамы рассчитываются на воздействие нагрузок:

а) постоянной (вес покрытия и собственный вес рамы являются нагрузками вертикальными);

б) от снега;

в) от ветра;

г) от мостовых кранов.

Постоянные нагрузки принимаются по фактическому подсчету. Нагрузки от снега принимаются по нормам в зависимости от географического положения местности. Нагрузки от

ветра принимаются также по нормам, интенсивность напора которого зависит от географического положения местности.

Равномерно распределенная нагрузка от ветра на стойку рамы высотой  $h$  определяется по формуле

$$X_1 = \frac{3}{16} h (q_1 - q_2). \quad (96)$$

Сосредоточенные нагрузки от ветра на уровне ригеля рамы определяются по формуле

$$X_2 = \frac{W_1 - W_2}{2}, \quad (97)$$

где  $q_1$  — нагрузка на 1 пог. м стойки от ветра с наветренной стороны;

$q_2$  — то же, с заветренной стороны;

$W_1$  и  $W_2$  — сосредоточенные нагрузки от ветра — соответственно с наветренной и заветренной сторон.

Изгибающий момент у основания стойки от совместного действия горизонтальной и вертикальной нагрузок на стойку выразится формулой

$$M = M_0 \pm Xh, \quad (98)$$

где  $M_0$  — изгибающий момент в отдельно стоящей стойке от тех же нагрузок.

Для упрощения расчета стойки рамы верхнюю надкрановую часть ее  $h_{\text{в}}$  можно рассчитывать независимо от нижней подкрановой части как сжато изгибаемый элемент, защемленный в нижней части на уровне верха консоли под подкрановую балку.

Свободная длина верхней надкрановой части в этом случае принимается равной удвоенной ее фактической длине, т. е.  $2h_{\text{в}}$ .

Тогда нижняя подкрановая часть стойки рассчитывается как отдельно стоящая вертикальная ферма со всеми действующими на нее нагрузками, включая и усилия от верхней надкрановой части. Свободная длина нижней подкрановой части принимается равной удвоенной ее фактической длине.

Продольные усилия от вертикальных нагрузок через ветви стойки передаются на фундамент. Наибольшее сжимающее усилие в ветвях стойки определяется по формуле

$$N_c = \frac{M}{h_0 \xi} + N_{\text{max}}, \quad (99)$$

и растягивающее усилие — по формуле

$$N_p = \frac{M}{h_0 \xi} - N_{\text{min}}, \quad (100)$$

где  $M$  — изгибающий момент в основании стойки, определяемый по формуле (98);

$h_0$  — расстояние между ветвями стоек в осях;  
 $N_{\max}$  и  $N_{\min}$  — наибольшие и наименьшие вертикальные нагрузки на данную ветвь стойки.

На усилие  $N_p$  рассчитываются анкерные крепления стоек к фундаменту.

Сквозной ригель рамы рассчитывается как плоская ферма. Определение усилий в стержнях ригеля производится графическим способом путем построения диаграммы Кремоны с последующей проверкой некоторых стержней аналитическим способом.

Диаграмму Кремоны можно строить как от фактической, так и единичной нагрузки  $P=1$ . В последнем случае результаты получаются более точными.

Диаграмма усилий от снега строится отдельно от нагрузки слева и справа, а затем результаты суммируются.

Подбор сечения элементов ригеля производится по наибольшему усилию в одноименном элементе (верхний и нижний пояса, стойки, раскосы).

Проверка прочности верхней надкрановой части стойки производится по формуле (89) как сжато изгибаемых элементов.

Устойчивость нижней подкрановой части стойки в плоскости рамы определяется по формуле

$$\frac{N_{\text{пр}} + \frac{N_m}{\xi}}{F_{\text{нт}}} \leq [R_c], \quad (101)$$

где  $N_{\text{пр}}$  — продольная сила;

$N_m$  — продольное усилие от горизонтальных нагрузок (ветер, тормозное усилие и др.), вызывающее изгибающий момент и равное  $\frac{M}{h_0}$ ;

$\xi$  — коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы при деформации элемента.

Устойчивость нижней подкрановой ветви стойки из плоскости рамы проверяется с учетом продольного изгиба по формуле

$$\frac{N'_{\text{пр}} + \frac{M'}{h_0}}{F_{\text{бр}\varphi}} \leq [R_c], \quad (102)$$

где  $M'$  — расчетный изгибающий момент в сечении. Устойчивость отдельной ветви стойки рамы проверяется по формуле

$$\frac{N_{\text{пр}} + \frac{N_{\text{г}}}{\xi}}{F_{\text{расч}\varphi_1}} \leq [R_p]. \quad (103)$$

Нередко в фермах, стропильных конструкциях на опоре верхний сжатый пояс сопрягается с нижним растянутым поясом на лобовых врубках в один или два зуба. В этом случае расчет лобовых врубок производится по наибольшему усилию в верхнем или нижнем поясах.

Сжимающее усилие в верхнем поясе разлагается на две составляющие: горизонтальное скалывающее усилие  $N_{ск}$  и вертикальное усилие  $N_c$ .

Глубина врубки определяется по формуле

$$h_{вр} = \frac{N_c \cos \alpha}{R_{см\alpha} b}, \quad (104)$$

где  $N_c$  — сжимающее усилие в верхнем поясе;  
 $R_{см\alpha}$  — расчетное сопротивление на смятие под углом.

Если полученная по формуле (104) глубина врубки окажется больше  $\frac{1}{3}h_1$ , врубка осуществляется на два зуба.

Скалывающее усилие для плоскости первого зуба определяется по формуле

$$N'_{ск} = \frac{N_p F'_{см}}{F_{см}}, \quad (105)$$

где  $F_{см}$  — общая площадь смятия для двух зубов

$$F_{см} = F'_{см} + F''_{см} = \frac{N_c \cos \alpha}{R_{см\alpha}}. \quad (102a)$$

Необходимая длина плоскости скалывания для первого зуба определяется по формуле

$$l'_{ск} = \frac{N'_{ск}}{kR_{ск}b - \frac{N'_{ск}\beta}{e}}, \quad (106)$$

где  $\beta$  — коэффициент, применяемый при расчете на скалывание растянутых элементов;

$e$  — плечо сил скалывания, принимаемое равным  $0,5h$ .

Расчетная длина  $l'_{ск}$  принимается не более  $10h$  и не должна быть менее 1,5. Кроме того, отношение  $\frac{l'_{ск}}{e}$  должно быть не менее 3.

Необходимая плоскость скалывания для второго зуба определяется по формуле

$$l''_{ск} = \frac{N_{ск}}{kR_{ск}b - \frac{N_{ск}\beta}{e}}, \quad (107)$$



где  $\kappa$  — коэффициент скалывания, зависящий от отношения  $\frac{R_{ск}^{ср}}{R_{ск}}$  и принимаемый в пределах от 3 до 10 (СНиП II-V.4-62, п. 503, табл. 13);

$N_{ск}$  — полное усилие на скалывание для плоскости второго зуба.

Фактическая длина плоскости скалывания для второго зуба определяется по формуле

$$l''_{ск} = l'_{ск} + \frac{d}{2 \sin \alpha}. \quad (108)$$

### § 33. ПРИМЕР РАСЧЕТА

*Пример 34.* Рассчитать и запроектировать конструкцию раздвижного склада на железнодорожных рельсах рамного типа

по следующим данным: пролет рамы  $l = 18$  м; расстояние между осями рам (шаг рам)  $a = 3$  м; длина секции  $B = 6$  м; нагрузки: постоянная — в соответствии с рис. 68; временные от снега для III района на  $1$  м<sup>2</sup> горизонтальной проекции  $p_c^H = 100$  кг/м<sup>2</sup>; от ветра для III района  $p_B = 45$  кг/м<sup>2</sup>; материал — осина влажностью не более 15%; расчетные сопротивления: для осины принимаются по табл. 5 и 6:  $R_{и} = 130 \cdot 0,8 = 104$  кг/см<sup>2</sup>;  $R_c = 130 \times 0,8 = 104$  кг/см<sup>2</sup>; коэффициенты перегрузки принимаются по табл. 9; модуль упругости  $E = 10^5$  кг/см<sup>2</sup>; клей фенолформальдегидный марки КБ=3.

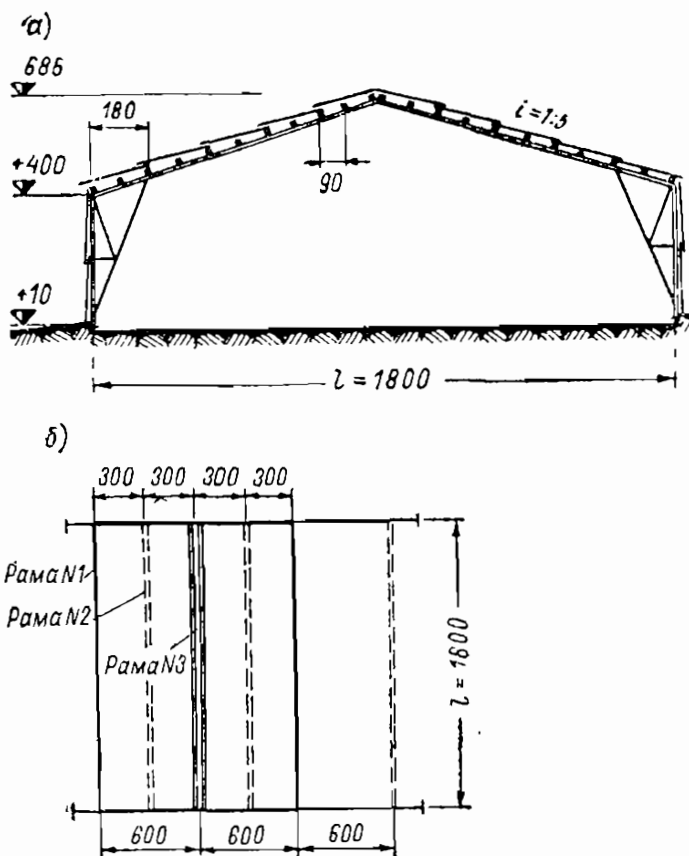


Рис. 68. Схематический чертеж складского помещения  
а — поперечный разрез; б — план

#### 1. ОСНОВНЫЕ КОНСТРУКЦИИ И РАЗМЕРЫ СКЛАДА

Конструкция склада состоит из двух секций длиной 6 м каждая. Секции расположены на рельсах, что дает возможность в период загрузки склада краном раздвигать их на длину полной секции.

Стойки рамы имеют решетчатую форму, ригель — сплошного сечения из осиновых досок на клею, кровля — холодная из волнистых асбестоцементных листов, прогоны — из досок на ребро с расстоянием между ними в осях 0,92 м. Стены склада обиты волнистыми асбестоцементными листами.

В целях уменьшения сечения элементов рамы и прогонов под кровлю, а так же придания большей жесткости секции, конструкцию ее осуществляем из трех рам с шагом между ними в осях 3 м. Уклон кровли  $i=1:5$ , что соответствует:  $\sin\alpha=0,202$ ;  $\cos\alpha=0,979$ ;  $\operatorname{tg}\alpha=0,318$ ;  $\alpha=11^{\circ}40'$ .

Высоту стойки для ригеля принимаем  $h_{\text{ст}}=4$  м, что соответствует длине двух асбестоцементных листов с нахлесткой в 10 см ( $200 \times 2 - 10 + 10 = 400$  см).

Высота рамы в середине пролета

$$h'_p = h_{\text{ст}} + \operatorname{tg}\alpha \times \frac{l}{2} = 4,00 + 0,318 \cdot 9,00 = 6,86 \text{ м.}$$

При принятых размерах рамы получим: величину угла между стойками и подкосами

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{a}{h_{\text{ст}} + a \operatorname{tg}\alpha} = \frac{1,8}{4,00 + 1,8 \cdot 0,318} = 0,394;$$

$$\beta = 21^{\circ}30'; \quad \sin\beta = 0,366; \quad \cos\beta = 0,930,$$

величину угла между ригелем и подкосом

$$\gamma = 90 - \alpha - \beta = 90 - 11^{\circ}40' - 21^{\circ}30' = 56^{\circ}50';$$

$$\sin\gamma = 0,837; \quad \cos\gamma = 0,547; \quad \operatorname{tg}\gamma = 1,530.$$

## 2. РАСЧЕТ ПРОГОНА

### а) Расчет на прочность

Таблица 42

Нагрузки, приходящиеся на 1 пог. м прогона при расстоянии между осями прогонов 0,92 м, в кг

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
Постоянная:			
вес кровли из волнистых асбестоцементных листов $20 \cdot 0,92$	18	1,1	20
вес прогона ориентировочно . . .	5	1,1	6
Временная от снега для III района $100 \cdot 0,92$ . . . . .	90	1,4	126
Итого . . . . .	$q^H = 113$		$q = 152$

Прогон рассчитываем как простую балку, на косо́й изгиб (рис. 69).

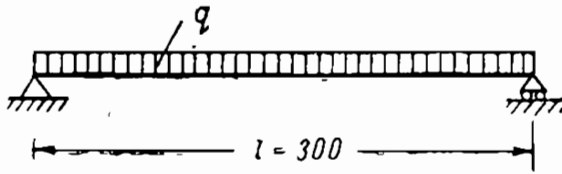
По сортаменту пиломатериалов принимаем предварительно сечение прогона  $7,5 \times 15 \text{ см}$ .

Моменты сопротивления прогона относительно двух взаимно-перпендикулярных осей  $x$  и  $y$ :

$$W_x = \frac{7,5 \cdot 15^2}{6} = 281 \text{ см}^3;$$

$$W_y = \frac{15 \cdot 7,5^2}{6} = 141 \text{ см}^3.$$

Разлагая нагрузку на составляющие, получим:

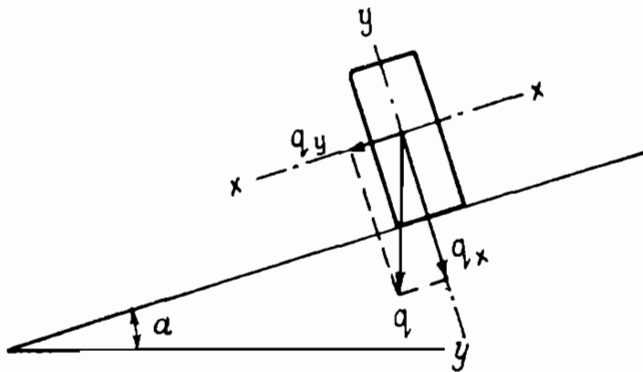


$$q_x = q \cos \alpha =$$

$$= 152 \cdot 0,979 = 149 \text{ кг/м};$$

$$q_y = q \sin \alpha =$$

$$= 152 \cdot 0,202 = 31 \text{ кг/м}.$$



Изгибающие моменты

$$M_x = \frac{149 \cdot 3^2}{8} = 168 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

$$M_y = \frac{31 \cdot 3^2}{8} = 35 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Рис. 69. Расчетная схема прогона

Прочность прогона определяем по формуле (48)

$$R_{\text{н}} = \frac{16800}{281} + \frac{3500}{141} = 60 + 24 = 84 \text{ кг/см}^2 < [R_{\text{н}}] = 104 \text{ кг/см}^2.$$

б) Расчет на жесткость  
Нормативные нагрузки

$$q_x^{\text{н}} = q^{\text{н}} \cos \alpha = 113 \cdot 0,979 = 111 \text{ кг/м};$$

$$q_y^{\text{н}} = q^{\text{н}} \sin \alpha = 113 \cdot 0,202 = 23 \text{ кг/м}.$$

Моменты инерции относительно осей  $x$  и  $y$

$$I_x = \frac{7,5 \cdot 15^3}{12} = 2109 \text{ см}^4;$$

$$I_y = \frac{15 \cdot 7,5^3}{12} = 528 \text{ см}^4.$$

Прогибы прогона относительно осей  $x$  и  $y$  определяем по формуле (25):

$$f_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,11 \cdot 300^4}{10^5 \cdot 2109} = 0,56 \text{ см};$$

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,23 \cdot 300^4}{10^5 \cdot 528} = 0,46 \text{ см}.$$

Полный прогиб определяем по формуле (50)

$$f = \sqrt{0,56^2 + 0,46^2} = 0,73 \text{ см}.$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{0,73}{300} = \frac{1}{411} < \frac{1}{200}.$$

Собственный вес 1 пог. м прогона

$$0,075 \cdot 0,15 \cdot 500 = 5,6 \text{ кг} \approx 6 \text{ кг}.$$

Для увеличения жесткости секции в продольном направлении и для крепления асбестоцементных листов проектируем между рамами в продольном направлении прогоны и ставим их по высоте через 190 см. Длина прогона жесткости между смежными рамами  $l = 3 \text{ м}$ .

Сечение прогона подбираем на воздействие ветровой нагрузки, которую принимаем по СНиП II-A.11-62, табл. 9, 10 и 11 для III района

$$q^H = q_0 c = 45c,$$

где  $q_0$  — нормативный скоростной напор ветра в  $\text{кг/м}^2$ ;

$c$  — аэродинамический коэффициент, зависящий от принятой конструкции здания:

для вертикальных поверхностей с наветренной стороны  $c = +0,8$ , с заветренной —  $c = -0,6$ ;

для наклонных поверхностей с наветренной стороны при  $\alpha = 11^\circ 40'$   $c = -0,8$ , с заветренной —  $c = -0,4$ .

Расчетная нагрузка на 1 пог. м прогона жесткости

$$q = q_0 c n_B h_1 = 45 \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1,9 = 82 \text{ кг/м}.$$

Нормативная нагрузка на 1 пог. м прогона

$$q^H = q_0 c n_B = 45 \cdot 0,8 \cdot 1,9 = 68,4 \text{ кг/м}.$$

Изгибающий момент

$$M = \frac{82 \cdot 3^2 \cdot 100}{8} = 9225 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{\text{тр}} = \frac{9225}{104} = 89 \text{ см}^3.$$

Учитывая некоторое влияние нагрузки от веса асбестоцементных листов, которые будут прикреплены к прогонам жесткости, принимаем сечение прогона  $6 \times 12 \text{ см}$ .

Момент сопротивления

$$W = \frac{6 \cdot 12^2}{6} = 144 \text{ см}^3 > W_{\text{тр}} = 89 \text{ см}^3.$$

Прогиб прогона определяем по формуле (25)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,684 \cdot 300^4}{10^5 \cdot 864} = 0,83 \text{ см},$$

где  $I$  — момент инерции относительно нейтральной оси:

$$I = \frac{6 \cdot 12^3}{12} = 864 \text{ см}^4.$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{0,83}{300} = \frac{1}{362} < \frac{1}{200}.$$

### 3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ РАМЫ

Расчет рамы производим по типу трехшарнирных рам.

Действующие нагрузки на раму от собственного веса рамы и от снега принимаем равномерно распределенными.

Собственный вес кровли и прогонов

$$20 + 5 \cdot 1,1 = 25 \text{ кг/м}^2.$$

Вес рамы и связей вычисляем по эмпирической формуле (37)

$$q_{\text{св}} = \frac{18 + 5 + 100}{\frac{1000}{5 \cdot 18} - 1} \cdot 1,1 \cdot 1,2 = 15 \text{ кг/м}^2.$$

Расчетная нагрузка на 1 пог. м ригеля при расстоянии между осями рам  $a = 3 \text{ м}$ :

от собственного веса конструкций

$$g = (25 + 15) 3 = 120 \text{ кг/м};$$

от снега

$$p_c = 126 \cdot 3 = 378 \text{ кг/м},$$

от ветра

на стойку рамы с наветренной стороны

$$p'_{\text{в.с}} = q_0 c_p a = 45 \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot 3 = 130 \text{ кг/м};$$

отсос на стойку рамы с заветренной стороны

$$p''_{\text{в.с}} = 45 \cdot 0,6 \cdot 1,2 \cdot 3 = 97 \text{ кг/м};$$

отсос на ригеле рамы с наветренной стороны

$$p'_{в.р} = 45 \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot 3 = 130 \text{ кг/м};$$

отсос на ригеле рамы с заветренной стороны

$$p''_{в.р} = 45 \cdot 0,4 \cdot 1,2 \cdot 3 = 65 \text{ кг/м}.$$

#### 4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ РАМЫ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА КОНСТРУКЦИИ

Опорные реакции

$$R_A = R_{A'} = \frac{120 \cdot 18}{2} = 1080 \text{ кг}.$$

Распор рамы найдем из уравнения моментов всех сил относительно ключевого шарнира  $C$  по формуле  $\Sigma M_C = 0$  (рис. 70).

$$M_C = R_A \frac{l}{2} - g \frac{l}{2} \times \\ \times \frac{l}{4} - H h_p = 0,$$

откуда

$$H = \frac{R_A \frac{l}{2} - g \frac{l^2}{8}}{h_p} = \\ = \frac{1080 \cdot 9 - \frac{120 \cdot 18^2}{8}}{6,86} = \\ = 709 \text{ кг}.$$

Продольное усилие в подкосах рамы

$$D = D' = - \frac{H}{\sin \beta} = \\ = - \frac{709}{0,366} = - 1937 \text{ кг}.$$

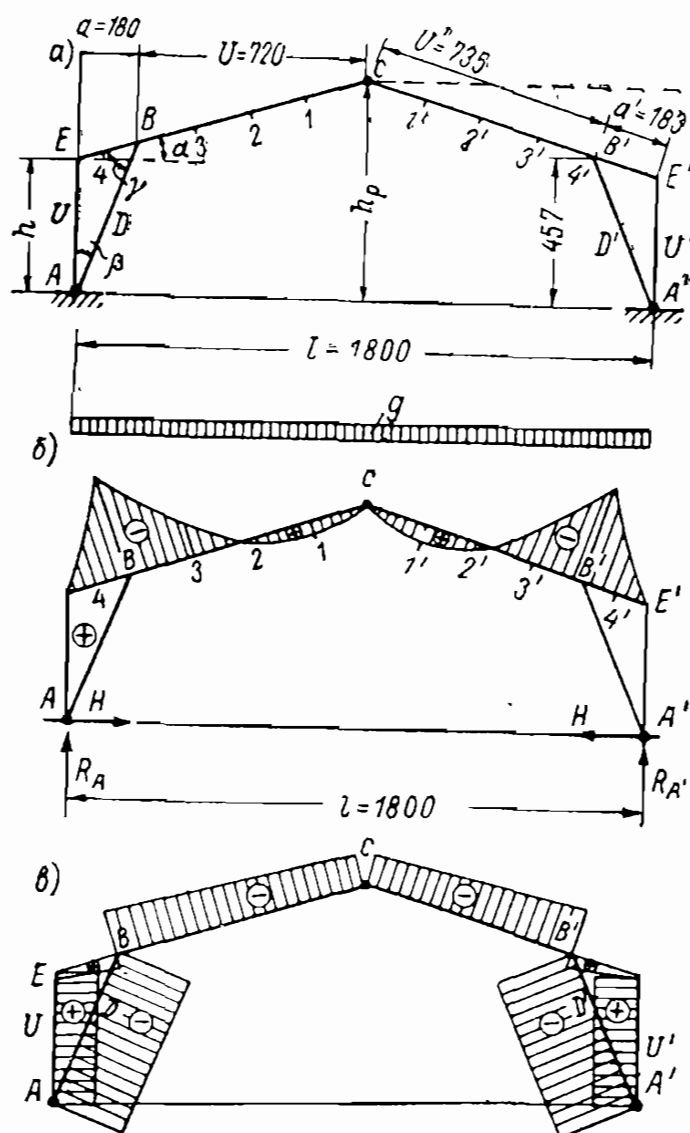


Рис. 70. Расчетная схема рамы от постоянной нагрузки

$a$  — общий вид;  $b$  и  $c$  — эпюры изгибающих моментов и продольных усилий

Продольное усилие в стойках рамы

$$V = V' = -R_A - D \cos \beta = -1080 + 1937 \cdot 0,930 = 721 \text{ кг.}$$

Продольное усилие в ригеле рамы в сечении у ключевого шарнира  $C$

$$N_C = N'_C = -H \cos \alpha = -709 \cdot 0,979 = -694 \text{ кг.}$$

Продольное усилие в сечениях у узлов  $B$  и  $B'$  с внутренней стороны

$$\begin{aligned} N_B^B = N_{B'}^{B'} &= N_C - g \left( \frac{l}{2} - a \right) \sin \alpha = \\ &= -694 - 120 (9 - 1,8) 0,202 = -869 \text{ кг.} \end{aligned}$$

В сечениях этих же узлов с наружной стороны

$$N_B^H = N_{B'}^{H'} = N_B^B - D \cos \gamma = -869 + 1937 \cdot 0,547 = 190 \text{ кг.}$$

В сечениях у узлов  $E$  и  $E'$  с наружной стороны

$$N_E^H = N_{E'}^{H'} = ga \sin \alpha = 120 \cdot 1,8 \cdot 0,202 = 44 \text{ кг.}$$

Перейдем к определению изгибающих моментов в сечениях ригеля рамы 1—1', 2—2', 3—3', 4—4' через каждые 1,8 м по длине проекции ригеля, а также в опорных сечениях (в узлах  $E$  и  $B$ ):

$$M_C = 0;$$

$$\begin{aligned} M_1 = M'_1 &= -\frac{gx_1^2}{2} + H \operatorname{tg} \alpha x_1 = \\ &= -\frac{120 \cdot 1,8^2}{2} + 709 \cdot 0,318 \cdot 1,8 = 211 \text{ кг} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

$$M_2 = M'_2 = -\frac{120 \cdot 3,6^2}{2} + 709 \cdot 0,318 \cdot 3,6 = 28 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = M'_3 = -\frac{120 \cdot 5,4^2}{2} + 709 \cdot 0,318 \cdot 5,4 = -540 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

$$M_B = M'_{B'} = -\frac{120 \cdot 7,2^2}{2} + 709 \cdot 0,318 \cdot 7,2 = -1497 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Пренебрегая свесом карниза за его малостью, изгибающий момент в узле  $E$  от собственного веса рамы

$$M_E = M'_{E'} = 0.$$

Изгибающий момент в сечении 4—4'

$$M_4 = \frac{M_E + M_B}{2} + \frac{ga^2}{8} = \frac{0 - 1497}{2} + \frac{120 \cdot 1,8^2}{8} = -796 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

**5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ ОТ СНЕГОВОЙ НАГРУЗКИ,  
РАСПОЛОЖЕННОЙ НА ОДНОЙ СТОРОНЕ (ПОЛОВИНЕ РИГЕЛЯ)  
СЛЕВА**

Опорные реакции

$$R_A = \frac{3\rho_c l^2}{8l} = \frac{3 \cdot 378 \cdot 18^2}{3 \cdot 18} = 2551 \text{ кг};$$

$$R_{A'} = \frac{\rho_c l^2}{8l} = \frac{378 \cdot 18^2}{8 \cdot 18} = 851 \text{ кг}.$$

Распор найдем из равенства нулю моментов всех сил относительно ключевого шарнира  $C$

$$H = \frac{R_{A'} \cdot \frac{l}{2}}{h_p} = \frac{851 \cdot 9}{6,86} = 1116 \text{ кг}.$$

а) Левая половина рамы

Продольное усилие в подкосах рамы

$$D = -\frac{H}{\sin \beta} = -\frac{1116}{0,366} = -3050 \text{ кг}.$$

Продольное усилие в стойках рамы

$$V = -R_A - D \cos \beta = -2551 + 3050 \cdot 0,930 = 285 \text{ кг}.$$

Продольное усилие в ригеле рамы в сечении у ключевого шарнира  $C$

$$N_C = -H_C \cos \alpha + V_C \sin \alpha = -1116 \cdot 0,979 + 851 \cdot 0,202 = -921 \text{ кг},$$

где  $V_C$  — вертикальное усилие в шарнире  $C$ , равное опорной реакции  $R_{A'} = 851 \text{ кг}$  ( $\Sigma y = 0$ ).

$H_C$  — горизонтальное усилие в шарнире  $C$ , равное распору  $H = 1116 \text{ кг}$ .

Продольное усилие в сечении у узла  $B$  с внутренней стороны

$$N_B^в = N_C - \rho_c \left( \frac{l}{2} - a \right) \sin \alpha = -921 - 378 (9 - 1,8) 0,202 = -1471 \text{ кг}.$$

Продольное усилие в сечении у узла  $B$  с наружной стороны

$$N_B^н = N_B^в - D \cos \gamma = -1471 + 3050 \cdot 0,547 = 197 \text{ кг}.$$

Продольное усилие в сечении у узла  $E$

$$N_E^в = V \sin \alpha = 285 \cdot 0,202 = 58 \text{ кг}.$$



Изгибающие моменты в сечениях ригеля рамы 1, 2, 3, 4, а также в опорных сечениях (в узлах  $E$  и  $B$ ) определяем через 1,8 м:

$$M_C = 0;$$

$$M_1 = -\frac{\rho_c x_1^2}{2} + H \operatorname{tg} \alpha x_1 + V_C x_1 =$$

$$= -\frac{378 \cdot 1,8^2}{2} + 1116 \cdot 0,318 \cdot 1,8 + 851 \cdot 1,8 = 1559 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = -\frac{378 \cdot 3,6^2}{2} + 1116 \cdot 0,318 \cdot 1,8 + 851 \cdot 3,6 = 1885 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = -\frac{378 \cdot 5,4^2}{2} + 1116 \cdot 0,318 \cdot 5,4 + 851 \cdot 5,4 = 1008 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

$$M_B = -\frac{\rho_c x_4^2}{2} + H \operatorname{tg} \alpha x_4 + V_C x_4 =$$

$$= -\frac{378 \cdot 7,2^2}{2} + 1116 \cdot 0,318 \cdot 7,2 + 851 \cdot 7,2 = -1285 \text{ кг};$$

$$M_E = 0;$$

$$M_4 = \frac{M_E + M_B}{2} + \frac{\rho_c a^2}{8} = \frac{0 - 1285}{2} + \frac{378 \cdot 1,8^2}{8} = -489 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

б) Правая половина рамы

Усилие в подкосе

$$D' = D = -3050 \text{ кг}.$$

Усилие в стойке

$$V' = -R'_{A'} - D' \cos \beta = -851 + 3050 \cdot 0,930 = 1985 \text{ кг}.$$

Усилие в сечении ригеля у ключевого шарнира  $C$

$$N'_C = N'_{B'} = -H \cos \alpha - V_C \sin \alpha =$$

$$= -1116 \cdot 0,979 - 851 \cdot 0,202 = -1265 \text{ кг}.$$

Усилия в сечениях у узлов  $B$  и  $B'$  с наружной стороны

$$N^H_B = N^B_{B'} - D' \cos \gamma = -1265 + 3050 \cdot 0,547 = 403 \text{ кг}.$$

Усилие в сечении узла  $B'$  с внутренней стороны

$$N^B_{B'} = N^H_{B'} = 403 \text{ кг}.$$

Изгибающие моменты в сечениях ригеля рамы 1', 2', 3', 4' через 1,8 м и в сечениях над опорами (в узлах B' и E'):

$$M_C = 0;$$

$$M'_1 = H \operatorname{tg} \alpha x_1 - V_C x_1 = 1116 \cdot 0,318 \cdot 1,8 - 851 \cdot 1,8 = -893 \text{ кГ} \cdot \text{м};$$

$$M'_2 = 1116 \cdot 0,318 \cdot 3,6 - 851 \cdot 3,6 = -1786 \text{ кГ} \cdot \text{м};$$

$$M'_3 = 1116 \cdot 0,318 \cdot 5,4 - 851 \cdot 5,4 = -2678 \text{ кГ} \cdot \text{м};$$

$$M'_{B'} = 1116 \cdot 0,318 \cdot 7,2 - 851 \cdot 7,2 = -3571 \text{ кГ} \cdot \text{м};$$

$$M'_4 = \frac{0 - 3571}{2} = -1785 \text{ кГ} \cdot \text{м},$$

где  $M'_{E'} = 0$ .

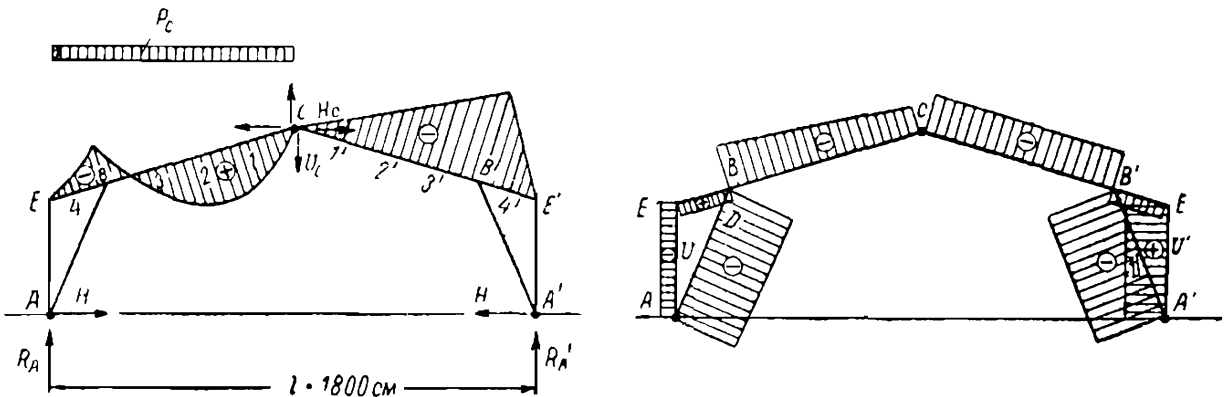


Рис. 71. Расчетная схема рамы от снеговой нагрузки слева с эпюрами изгибающих моментов и продольных сил

Эпюры изгибающих моментов  $M$  и продольных сил  $N$  представлены на рис. 71.

## 6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ РАМЫ ОТ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕТРА СЛЕВА

Величину опорных реакций можно получить из равенства нулю моментов всех сил относительно опорных шарниров рамы. Для упрощения вычислений заменим распределенные нагрузки от ветра, действующие нормально к скатам кровли, их составляющими:

в вертикальном направлении

$$= p_{в.р} \cos \alpha \frac{0,5l}{\cos \alpha} = p_{в.р} \cdot 0,5l;$$

в горизонтальном направлении

$$p_{в.р} \sin \alpha \frac{f}{\sin \alpha} = p_{в.р} f,$$

где  $f$  — высота ската кровли, равная 2,86 м.

Тогда из уравнения моментов всех сил:

относительно опорной реакции  $A'$  ( $\Sigma M_{A'} = 0$ ), определим величину левой опорной реакции

$$R_A = \left[ -p'_{в.п} \cdot \frac{l}{2} \left( \frac{l}{2} + \frac{\frac{l}{2}}{2} \right) - \right. \\ \left. - p''_{в.п} \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{l}{4} + (p'_{в.п} - p''_{в.п}) \cdot f(0,5f + h) - \right. \\ \left. - (p'_{в.с} + p''_{в.с}) \frac{h_{ст}^2}{2} \right] \frac{1}{l} = \left[ -130 \cdot 9 \left( 9 + \frac{9}{2} \right) - \right. \\ \left. - 65 \cdot 9 \cdot \frac{9}{2} + (130 - 65) 2,86 (0,5 \cdot 2,86 + 4) - \right. \\ \left. - (130 + 97) \frac{4^2}{2} \right] \cdot \frac{1}{18} = -1070 \text{ кг}.$$

Относительно опорной реакции  $A$  ( $\Sigma M_A = 0$ ) определим величину правой опорной реакции

$$R_{A'} = \left[ -p'_{в.п} \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{l}{4} - p''_{в.п} \cdot \frac{l}{2} \left( \frac{l}{2} + \frac{\frac{l}{2}}{2} \right) - \right. \\ \left. - (p'_{в.п} - p''_{в.п}) \cdot f(0,5f + h) + (p'_{в.с} + p''_{в.с}) \cdot \frac{h_{ст}^2}{2} \right] \cdot \frac{1}{l} = \\ = \left[ -130 \cdot 9 \cdot \frac{9}{2} - 65 \cdot 9 \left( 9 + \frac{9}{2} \right) - (130 - 65) \cdot 2,86 (0,5 \cdot 2,86 + \right. \\ \left. + 4) + (130 + 97) \cdot \frac{4^2}{2} \right] \cdot \frac{1}{18} = -681 \text{ кг}.$$

Из уравнения моментов всех сил относительно центра шарнира  $C$  ( $\Sigma M_C = 0$ ) для левой полурамы определим величину распоров:

слева

$$H_A = \left[ -R_{A'} \cdot \frac{l}{2} - p'_{в.с} h_{ст} \left( \frac{h_{ст}}{2} + f \right) + p'_{в.п} \cdot \frac{l_{пнг}^2}{8} \right] \frac{1}{h_p} = \\ = \left[ -1070 \cdot 9 - 130 \cdot 4 \left( \frac{4}{2} + 2,86 \right) + 130 \cdot \frac{18^2}{8} \right] \frac{1}{6,86} = -1005 \text{ кг};$$

справа

$$H'_{A'} = \left[ -R_{A'} \cdot \frac{l}{2} + p''_{в.с} h_{ст} \left( \frac{h_{ст}}{2} + f \right) + p''_{в.р} \cdot \frac{l^2_{риг}}{8} \right] \frac{1}{h_p} =$$

$$= \left[ -681 \cdot 9 + 97 \cdot 4 \left( \frac{4}{2} + 2,86 \right) + 65 \cdot \frac{18^2}{8} \right] \frac{1}{6,86} = -235 \text{ кг}.$$

Из условий равенства нулю проекций всех сил на оси  $x$  и  $y$  определим величины вертикальных и горизонтальных составляющих реакций в шарнире  $C$  для каждой полурамы.

Из уравнения

$$-R_A + p'_{в.р} \cdot 0,5l + V_C = 0;$$

для левой полурамы получим

$$V_C = R_A - p'_{в.р} \cdot 0,5l = 1070 - 130 \cdot 9 = -100 \text{ кг}.$$

Из уравнения

$$-H_A + p'_{в.с} h_{ст} - p'_{в.р} f + H_C = 0;$$

$$H_C = H_A - p'_{в.с} h_{ст} + p'_{в.р} f = 1005 - 130 \cdot 4 + 97 \cdot 2,86 = 485 \text{ кг};$$

для правой полурамы получим

$$V'_{C'} = 100 \text{ кг}; \quad H'_C = -485 \text{ кг}.$$

Определяем усилия в элементах левой полурамы:  
в подкосе

$$D = -\frac{H + 0,5p'_{в.с} h_{ст}}{\sin \beta} = -\frac{1005 + 0,5 \cdot 130 \cdot 4}{0,366} = -2036 \text{ кг};$$

в стойке

$$V = -R_A - D \cos \beta = -1070 + 2036 \cdot 0,930 = 820 \text{ кг}.$$

Изгибающий момент в стойке

$$M_V = \frac{p'_{в.с} l^2_V}{8} = \frac{130 \cdot 4^2}{8} = 260 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Усилие в ригеле у ключевого шарнира  $C$

$$N_C = H_C \cos \alpha - V_C \sin \alpha = 485 \cdot 0,979 - 100 \cdot 0,202 = 455 \text{ кг}.$$

Усилие у узла  $B$ :

с внутренней стороны

$$N_B^в = N_C = 455 \text{ кг};$$

с наружной стороны

$$N_B^н = N_B^в - D \cos \gamma = 455 - 2036 \cdot 0,547 = -659 \text{ кг}.$$

Усилие у узла  $E$

$$N_E^B = N_B^H = -V \sin \alpha - \frac{p_{в.с} h_{ст} \cos \alpha}{2} =$$

$$= -820 \cdot 0,202 - \frac{130 \cdot 4 \cdot 0,979}{2} = -190 \text{ кг.}$$

Изгибающие моменты в сечениях ригеля рамы 1, 2, 3, 4 и в опорных сечениях (в узлах  $E$  и  $B$ ) слева:

$$M_C = 0;$$

$$M_1 = \frac{p'_{в.п}}{2} \left( \frac{x_1}{\cos \alpha} \right)^2 - H_C \operatorname{tg} \alpha x_1 - V_C x_1 =$$

$$= \frac{130}{2} \left( \frac{1,8}{0,979} \right)^2 - 485 \cdot 0,318 \cdot 1,8 - 100 \cdot 1,8 = -238 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = \frac{130}{2} \left( \frac{3,6}{0,979} \right)^2 - 485 \cdot 0,318 \cdot 3,6 - 100 \cdot 3,6 = -37 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = \frac{130}{2} \left( \frac{5,4}{0,979} \right)^2 - 485 \cdot 0,318 \cdot 5,4 - 100 \cdot 5,4 = 606 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

$$M_B = \frac{130 \cdot 7,2^2}{2} - 485 \cdot 0,318 \cdot 7,2 - 100 \cdot 7,2 = 1540 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

$$M_E = 0;$$

$$M_4 = \frac{M_E + M_B}{2} - \frac{p'_{в.п}}{2} \left( \frac{a}{\cos \alpha} \right)^2 =$$

$$= \frac{0 + 1540}{2} - \frac{130}{8} \left( \frac{1,8}{0,979} \right)^2 = 715 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Усилия в элементах правой полурамы:

в подкосе

$$D' = -\frac{H'_A - 0,5 p''_{в.с} h_{ст}}{\sin \beta} = -\frac{-235 - 0,5 \cdot 97 \cdot 4}{0,366} = 112 \text{ кг};$$

в стойке

$$V' = -R_{A'} - D' \cos \beta = 681 - 112 \cdot 0,930 = 577 \text{ кг}.$$

Изгибающий момент в стойке.

$$M'_{V'} = -p''_{в.с} \frac{h^2}{8} = -\frac{97 \cdot 4^2}{8} = -194 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Усилие в сечении ключевого шарнира  $C$

$$N'_C = H'_C \cos \alpha + V'_C \sin \alpha = 485 \cdot 0,979 + 100 \cdot 0,202 = 495 \text{ кг}.$$

Усилие у узла  $B'$  с внутренней стороны

$$N_{B'}^{B'} = N'_C = 495 \text{ кг}.$$

С наружной стороны

$$N_{B'}^{H'} = N_{B'}^{B'} - D' \cos \gamma = 495 - 112 \cdot 0,547 = 374 \text{ кг}.$$

Усилие у узла  $E'$

$$N_{E'}^{B'} = N_{B'}^{H'} = V' \sin \alpha + \frac{p_{B'}'' \cdot c \cdot h_{CT} \cos \alpha}{2} =$$

$$= 577 \cdot 0,202 + \frac{97,4 \cdot 0,979}{2} = 306 \text{ кг.}$$

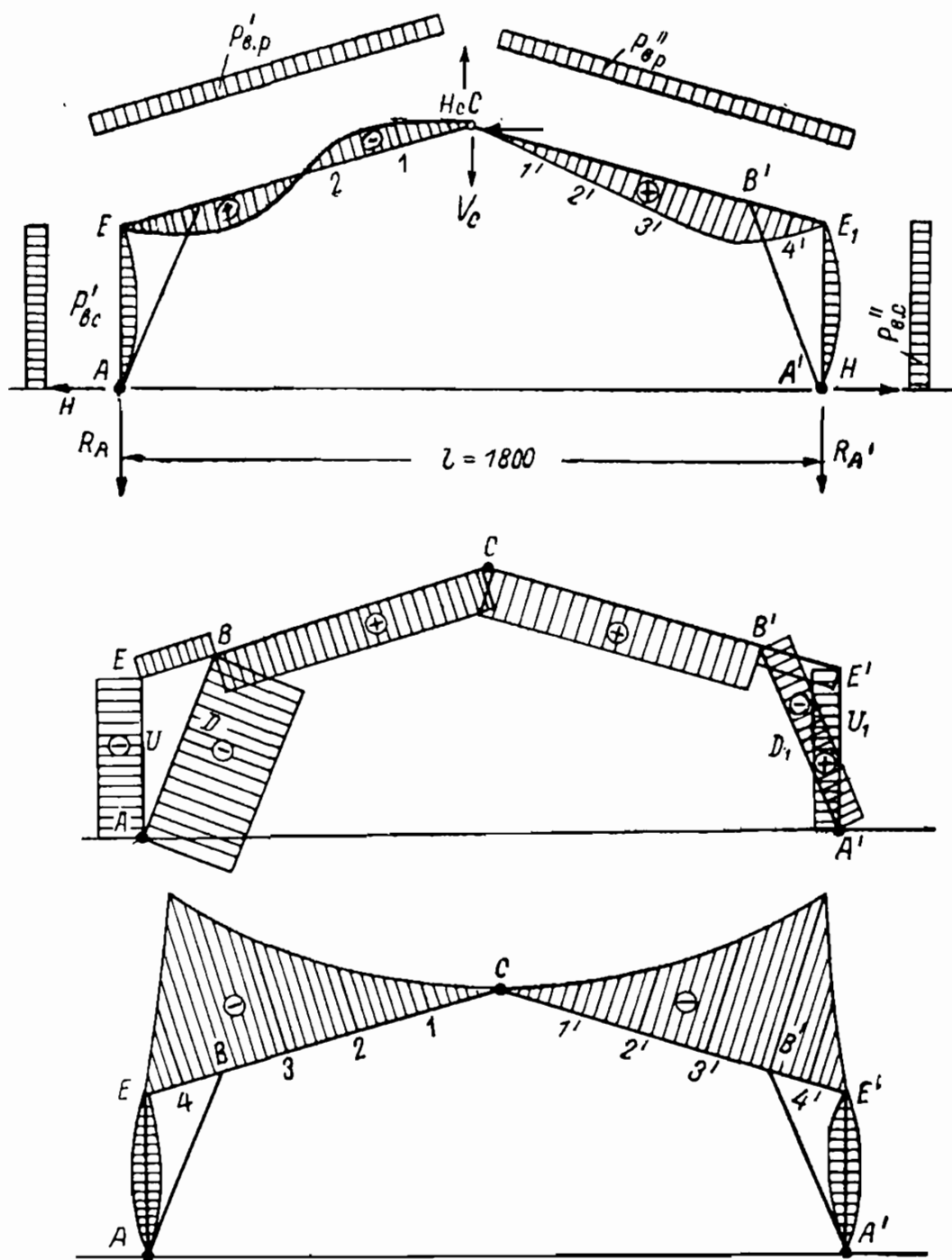


Рис. 72. Расчетная схема рамы от ветра с эпюрами изгибающих моментов и продольных сил

Изгибающие моменты в сечениях ригеля рамы 1', 2', 3', 4' и в опорных сечениях (в узлах E' и B') справа

$$M_C = 0;$$

$$\begin{aligned} M'_1 &= \frac{p_{в.р}^2}{2} \left( \frac{x_1}{\cos \alpha} \right)^2 - H'_C \operatorname{tg} x_1 + V'_C x_1 = \\ &= \frac{65}{2} \left( \frac{1,8}{0,979} \right)^2 - 485 \cdot 0,318 \cdot 1,8 + 100 \cdot 1,8 = 12 \text{ кг} \cdot \text{м}; \\ M'_2 &= \frac{65}{2} \left( \frac{3,6}{0,979} \right)^2 - 485 \cdot 0,318 \cdot 3,6 + 100 \cdot 3,6 = 244 \text{ кг} \cdot \text{м}; \\ M'_3 &= \frac{65}{2} \left( \frac{5,4}{0,979} \right)^2 - 485 \cdot 0,318 \cdot 5,4 + 100 \cdot 5,4 = 606 \text{ кг} \cdot \text{м}; \\ M'_{B'} &= \frac{65 \cdot 7,2^2}{2} - 485 \cdot 0,318 \cdot 7,2 + 100 \cdot 7,2 = 1366 \text{ кг} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

$$M'_E = 0;$$

$$\begin{aligned} M'_4 &= \frac{M'_E + M'_{B'}}{2} - \frac{p_{в.р}^2}{8} \left( \frac{a}{\cos \alpha} \right)^2 = \\ &= \frac{0 + 1366}{2} - \frac{130}{8} \left( \frac{1,8}{0,979} \right)^2 = 628 \text{ кг} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Эпюры  $M$  и  $N$  от ветровой нагрузки представлены на рис. 72. Полученные расчетные усилия в элементах рамы сведены в табл. 42.

## 7. ПОДБОР СЕЧЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ РАМЫ

### а) Ригель

Как видно из эпюры изгибающих моментов (рис. 72), величины изгибающих моментов имеют резкое изменение по длине ригеля, следовательно, сечение ригеля принимаем переменным из клеевых элементов прямоугольного сечения.

Сечения ригеля в пределах зоны от ключевого шарнира  $C$  до сечений  $3$  и  $3'$  производим на величину изгибающего момента, действующего в сечениях  $3$  и  $3'$ , равного  $M = 3218 \text{ кг} \cdot \text{м}$ , и продольной силы  $N = 3430 \text{ кг}$ , а в пределах зоны от узлов  $E$  и  $E'$  до сечений  $3$  и  $3'$  — на величину изгибающего момента, действующего над опорой в точках  $B$  и  $B'$ , равного  $M = 5068 \text{ кг} \cdot \text{м}$ , и продольной силы  $N = 3602 \text{ кг}$ .

Сечение ригеля для зоны I от точки  $C$  до точек  $3$  и  $3'$ .

Требуемый момент сопротивления

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{kR_{\text{п}}} = \frac{32 \cdot 1800}{1,15 \cdot 104} = 2682 \text{ см}^3,$$

где  $k$  — коэффициент условий работы на изгиб для клеевых конструкций (табл. 32), равный 1,15.

Задаваясь шириной ригеля  $b = 15 \text{ см}$ , определим требуемую высоту сечения ригеля из условия прочности его на изгиб по формуле (55)

$$h_{\text{тр}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2682}{15}} = 33 \text{ см.}$$

Кроме изгиба, ригель испытывает продольное сжатие с усилием  $N = 3430 \text{ кг}$ .

Таким образом, полученную высоту сечения ригеля увеличиваем до  $h = 40 \text{ см}$ .

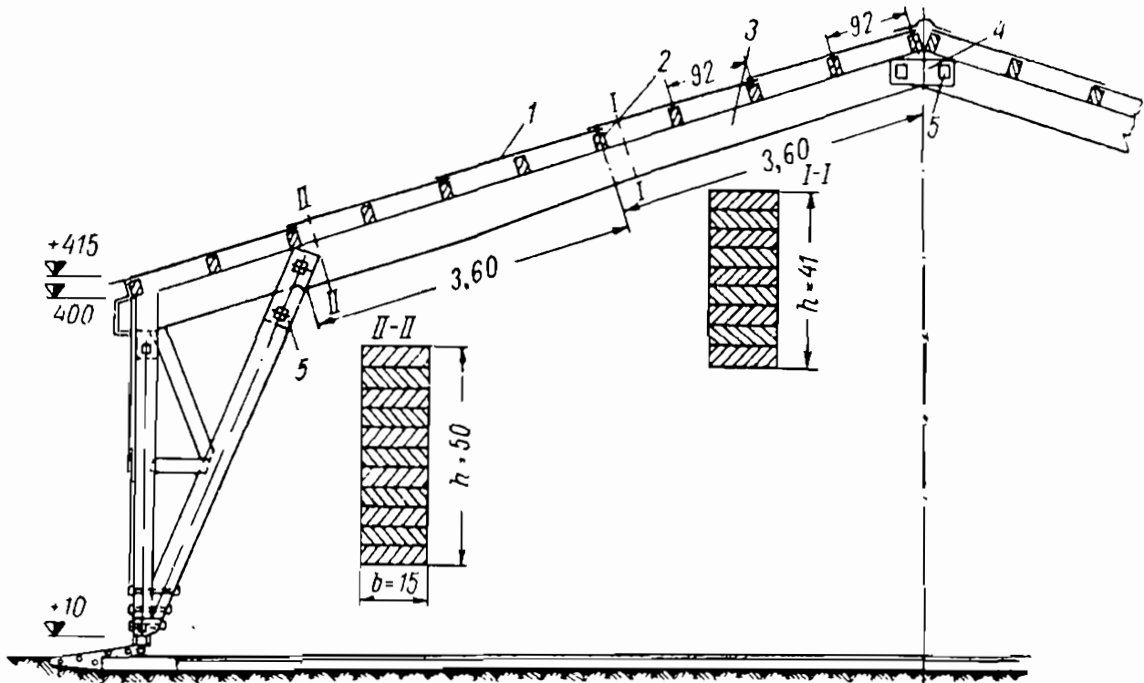


Рис. 73. Конструкция полурамы

1 — кровля; 2 — прогоны; 3 — ригель; 4 — накладки из полосовой стали; 5 — болты

При подборе сечения ригеля из досок толщиной  $5 \text{ см}$ , шириной  $15 \text{ см}$  и высоте сечения ригеля до  $40 \text{ см}$ , требуется не менее девяти досок.

При острожке склеиваемых поверхностей толщина досок уменьшится на  $2,5 \text{ мм}$  с каждой стороны остроганной поверхности.

Принимая девять досок, получим следующие размеры ригеля: ширина  $b = 15 \text{ см}$ , высота  $h = 7 \cdot 4,5 + 2 \cdot 4,75 = 41 \text{ см}$ . (рис. 73).

При этом отношение  $\frac{h}{b} = \frac{41}{15} = 2,73 < 6$ .

Площадь поперечного сечения ригеля

$$F_{\text{бр}} = F_{\text{нт}} = 15 \cdot 41 = 615 \text{ см}^2.$$



Момент инерции относительно нейтральной оси

$$I_{\text{бр}} = \frac{15 \cdot 41^3}{12} = 86151 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции определяем по формуле (18)

$$r = \sqrt{\frac{86151}{615}} = 11,85 \text{ см.}$$

Гибкость ригеля на участке  $C - B$

$$\lambda = \frac{1,33l_0}{r} = \frac{1,33 \cdot 540}{11,85} = 60,7,$$

где 1,33 — коэффициент, увеличивающий длину ригеля от участка  $C - 3$  до участка  $C - B$ .

Определяем коэффициент, увеличивающий дополнительный момент от продольной силы при деформации элемента, по формуле (21)

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3100 R_c F_{\text{бр}}} = 1 - \frac{60,7^2 \cdot 3430}{3100 \cdot 104 \cdot 615} = 0,936.$$

Момент сопротивления сечения

$$W = \frac{15 \cdot 41^3}{6} = 4202 \text{ см}^3.$$

Прочность сечения определяем по формуле (89)

$$R_c = \frac{N}{F_{\text{нт}}} + \frac{M}{\xi W_{\text{нт}}} = \\ = \frac{3430}{615} + \frac{321800}{0,936 \cdot 4202} = 87,4 \text{ кг/см}^2 < [R_c] = 104 \text{ кг/см}^2.$$

Сечение ригеля для зоны II от точек  $B$  и  $B'$  до сечений  $3$  и  $3'$ . В сечениях действует изгибающий момент  $M = 5068 \text{ кг} \cdot \text{м}$  и продольная сила  $N = 3602 \text{ кг}$ .

Проектируем эту зону из 11 досок сечением  $5 \times 15 \text{ см}$ . Учитывая уменьшение размеров при острожке поверхностей по  $2,5 \text{ мм}$  с каждой остроганной поверхности, получим высоту сечения  $h = 9 \cdot 4,5 + 2 \cdot 4,75 = 50 \text{ см}$ , ширину  $b = 15 \text{ см}$  (рис. 73).

Площадь поперечного сечения

$$F_{\text{бр}} = F_{\text{нт}} = 15 \cdot 50 = 750 \text{ см}^2.$$

Момент инерции относительно нейтральной оси

$$I_{\text{бр}} = \frac{15 \cdot 50^3}{12} = 156250 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции

$$r = \frac{156250}{750} = 14,4 \text{ см.}$$

Гибкость ригеля на участке  $B - C$

$$\lambda = \frac{1,33l_0}{r} = \frac{1,33 \cdot 540}{14,4} = 50.$$

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы,

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3100 R_c F_{бр}} = 1 - \frac{50^2 \cdot 3602}{3100 \cdot 104 \cdot 750} = 0,963.$$

Момент сопротивления

$$W_{нт} = \frac{15 \cdot 50^2}{6} = 6250 \text{ см}^3.$$

Прочность сечения определяем по формуле (89)

$$R_c = \frac{3602}{750} + \frac{506 \cdot 800}{0,963 \cdot 6250} = 89 \text{ кг/см}^2 < [R_c] = 104 \text{ кг/см}^2.$$

б) Подбор сечения стойки

Стойка работает под влиянием изгибающего момента  $M = 234 \text{ кг}\cdot\text{м}$  и продольной силы  $N = 3493 \text{ кг}$ . Длина стойки  $l = 4 \text{ м}$ . Стойку проектируем из бруса шириной, равной ширине ригеля,  $b = 15 \text{ см}$  и высотой  $h = 15 \text{ см}$ .

Тогда будем иметь:

$$F_{бр} = F_{нт} = 15 \cdot 15 = 225 \text{ см}^2.$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 \cdot 15^2}{6} = 563 \text{ см}^3.$$

Радиус инерции для прямоугольного сечения

$$r = 0,289b = 0,289 \cdot 15 = 4,34 \text{ см}.$$

Гибкость стойки

$$\lambda = \frac{400}{4,34} = 92.$$

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы, определяем по формуле (21)

$$\xi = 1 - \frac{92^2 \cdot 1708}{3100 \cdot 104 \cdot 225} = 0,80.$$

Прочность сечения определяем по формуле (48)

$$R_c = \frac{3493}{225} + \frac{23 \cdot 400}{0,80 \cdot 563} = 67,5 \text{ кг/см}^2 < [R_c] = 104 \text{ кг/см}^2.$$

## Усилия в элементах рамы

Элементы рамы	Обозначение сечения или усилия	Вид усилия	Собственный вес	Снег			Ветер		Расчетные усилия при сочетаниях нагрузок					
				слева	справа	с двух сторон	слева	справа	основных			дополнительных		
									$M_{\max}$	$M_{\min}$	$N_{\max}$	$M_{\max}$	$M_{\min}$	$N_{\max}$
Ригель	C	M N	0 -694	0 -921	0 -1265	0 -2186	0 455	0 495	0 —	0 —	0 -2880	0 —	0 —	0 -2216
	1	M N	211 -741	1559 -1060	-893 -1265	666 -2325	-238 377	12 485	1770 -1801	-682 -2006	877 -3066	1828 -1258	-585 -1540	1025 -2495
	2	M N	28 -790	1885 -1200	-1786 -1262	99 -2462	-37 377	244 485	1913 -1990	-1758 -2052	127 -3252	1944 -1433	-1612 -1586	337 -2666
	3	M N	-540 -837	1008 -1335	-2678 -1262	1670 -2597	606 377	696 485	468 -2172	-3218 -2099	1130 -3430	994 -1536	-2405 -1699	1587 -2835
	B	M N <sup>B</sup> N <sup>H</sup>	-1497 -869 190	-1285 -1461 97	-3571 -1262 403	-4856 -2733 593	1546 377 -659	1366 495 374	-2782 -2340 387	-5068 -2132 593	-6353 -3602 783	-1245 -1559 —	-3480 -1845 —	-4636 -2991 —

Продолжение

Элементы рамы	Обозначение сечения или усилия	Вид усилия	Собственный вес	Снег			Ветер		Расчетные усилия при сочетаниях нагрузок						
				слева	справа	с двух сторон	слева	справа	основных			дополнительных			
									$M_{\max}$	$M_{\min}$	$N_{\max}$	$M_{\max}$	$M_{\min}$	$N_{\max}$	
Ригель	E	$M$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		$N^B$	44	58	303	361	190	-327	-102	347	405	187	610	663	
		$N^H$	44	137	0	137	0	0	181	44	181	167	167	167	
	4	M	-796	-489	-1785	-2274	715	628	-1285	-2541	-3070	-593	-1837	-2715	
Стойка	V	$M$ $N$	0 721	0 285	0 1985	0 2260	260 820	-194 577	0 1006	0 2706	170 2981	234 1497	-176 3335	-176 -3493	
Подкос	D	N	-1937	-3050	-3050	-7100	-2036	112	-4987	-4987	-9037	-4581	-6514	8226	
Опорная реакция	$R_A$	N	1080	2551	851	3402	-1070	-681	-	-	4482	-	-	-	
Распор	H	H	709	1116	1116	2232	-1005	-235	-	-	2941	-	-	-	

Примечание.  $N$  выражено в кг,  $M$  — в кг/м.

### в) Подбор сечения подкоса

Усилие, действующее в подкосе,  $N=9037$  кГ. Длина подкоса

$$l = \frac{a}{\sin \beta} = \frac{1.8}{0,366} = 4,92 \text{ м.}$$

Подкос проектируем из бруса сечением  $b \times h = 15 \times 20$  см и рассчитываем его на центральное сжатие.

Площадь сечения

$$F_{бр} = 15 \cdot 20 = 300 \text{ см}^2.$$

Радиус инерции

$$r = 0,289b = 0,289 \cdot 15 = 4,34 \text{ см.}$$

Гибкость подкоса определяем по формуле (17)

$$\lambda = \frac{492}{4,34} = 113 > 75.$$

Этой гибкости соответствует коэффициент продольного изгиба  $\varphi$ , определяемый по формуле (16)

$$\varphi = \frac{3100}{\lambda^2} = \frac{3100}{113^2} = 0,293.$$

Прочность сечения определяем по формуле (14)

$$\begin{aligned} R_c &= \frac{9037}{0,293 \cdot 300} = \\ &= 102,5 \text{ кГ/см}^2 < [R_c] = \\ &= 104 \text{ кГ/см}^2. \end{aligned}$$

### 8. УЗЛЫ РАМЫ

#### а) Опорный узел А

Опорный узел рамы осуществляется на роликах, движущихся по рельсам, при помощи

которых производится раздвижка секций склада. Деталь крепления роликов к стойке и подкосу представлена на рис. 74.

Для погашения в опорном узле распора с наружной стороны рельса устраивается упор из бетона.

#### б) Узел Е — соединение стойки с ригелем рамы

Объединение стойки с ригелем рамы осуществляется упором стоек в ригель по всей ширине соединяемых элементов. Проч-

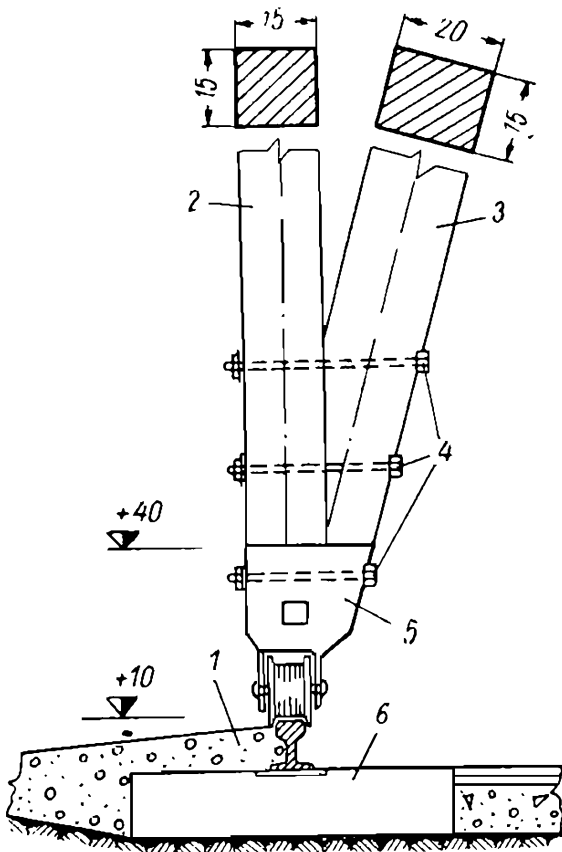


Рис. 74. Конструкция опорного узла рамы

1 — упор из бетона; 2 — стойка; 3 — подкос; 4 — болты; 5 — оголовник из полосовой стали; 6 — шпала

ность соединения обеспечивается хомутами из полосовой стали толщиной  $\delta=4$  мм, прикрепляемых к ригелю и к стойкам двумя болтами  $d=12$  мм.

в) Узел В — соединение подкоса с ригелем

Соединение подкоса с ригелем осуществляется лобовым упором подкоса в ригель по всей ширине соединяемых элементов. Прочность соединения обеспечивается путем установки хомутов из полосовой стали, прикрепляемых к подкосу и ригелю двумя болтами  $d=12$  мм.

г) Коньковый узел С

Коньковый узел осуществляется путем устройства боковых накладок из полосовой стали  $\delta=3$  мм, прикрепленных к ригелю рамы четырьмя болтами  $d=12$  мм.

## § 34. КОМПЛЕКСНЫЙ РАСЧЕТ ОДНОПРОЛЕТНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

*Пример 35.* Рассчитать и запроектировать однопролетное производственное здание  $18 \times 78$  м, оборудованное двумя мостовыми кранами грузоподъемностью 5 т каждый.

В состав проекта входят основные несущие элементы здания: прогон для кровли пролетом  $l=6$  м;

поперечная рама, состоящая из ригеля (фермы) решетчатого типа в виде пятиугольника пролетом  $L=18$  м и стоек (колонн) из бревен с решеткой ступенчатого типа с приспособлением для опирания подкрановых балок;

подкрановая балка из бревен шпренгельного типа пролетом, равным шагу между поперечными рамами  $l=6$  м;

бетонные фундаменты из бетона марки 100, воспринимающие вертикальные и горизонтальные нагрузки от веса покрытия и поперечной рамы с крановым оборудованием от снега и ветра.

Конструктивная схема здания показана на рис. 75.

Основные конструктивные элементы здания включают в себя кровлю рулонную из двух слоев рубероида с подстилкой пергамин на мастике по двухслойной обрешетке из досок, прибитых к прогонам гвоздями с промежутками 10 см, для рабочего слоя — 19 мм, а защитного — 16 мм с утеплением из минеральной шлаковаты слоем 8 см. Уклон кровли  $i=0,10$ . По прогонам с внутренней стороны сделана подшивка досками толщиной 19 мм, а по подшивке уложена пароизоляция в один слой толя.

Конструкция стен цеха принята из утепленных стандартных щитов толщиной 12 см, связанных со стойками рамы при помощи продольных прогонов из бревен, опиленных на два канта  $d_{бр}=20$  см. Освещение и вентиляция здания осуществляется через боковые оконные проемы, расположенные в два ряда; в верхней надкрановой части высотой 130 см, в нижней — 360 см.

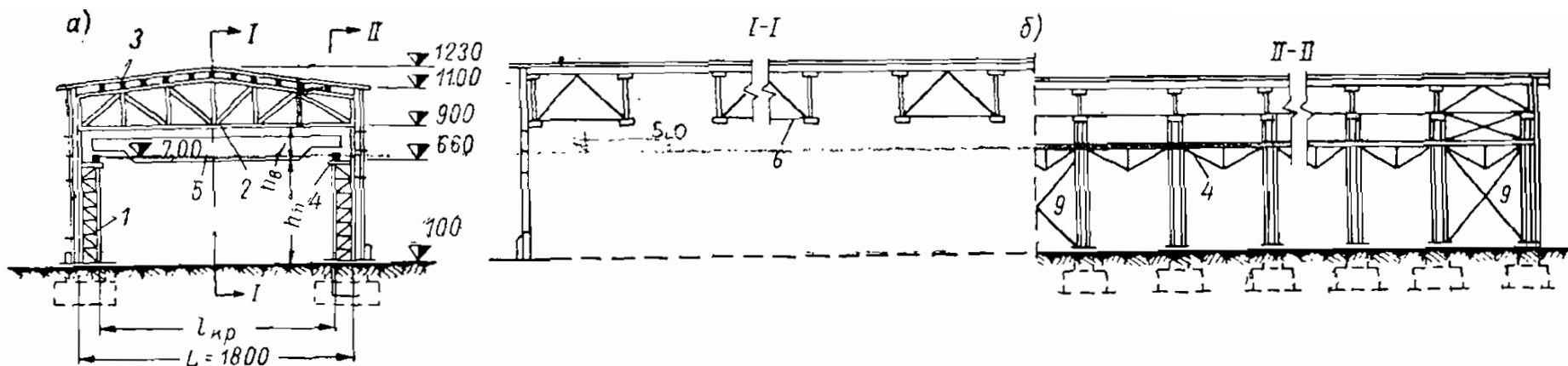
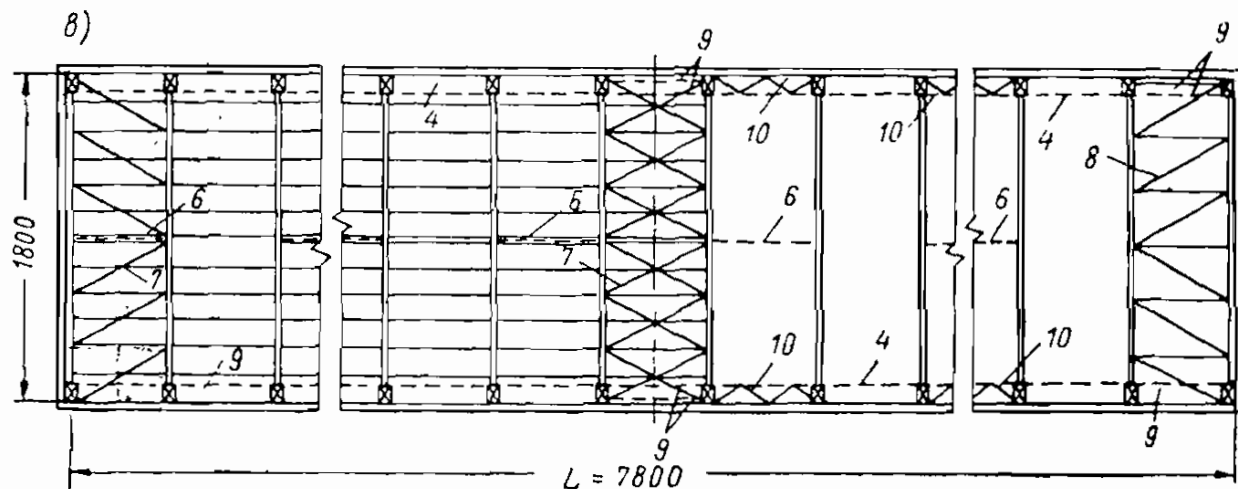


Рис. 75. Схема производственного здания

а — поперечный разрез; б — продольный разрез; в — план по верхним и нижним поясам фермы; 1 — решетчатые стойки рамы; 2 — ригель рамы; 3 — прогон; 4 — подкрановая балка и рельс; 5 — кран-балка; 6 — вертикальные связи по ригелям; 7 — скатные связи; 8 — горизонтальные связи и ветровые фермы; 9 — вертикальные связи по стойкам; 10 — горизонтальные фермы жесткости по стойкам



Стойки поперечных рам шарнирно соединены с ригелем, опираются на бетонные фундаменты и связаны с ним при помощи анкерных болтов. Таким образом, поперечная рама представляет собой однажды статически неопределимую систему.

Устойчивость и пространственная неизменяемость здания обеспечивается постановкой вертикальных и горизонтальных связей.

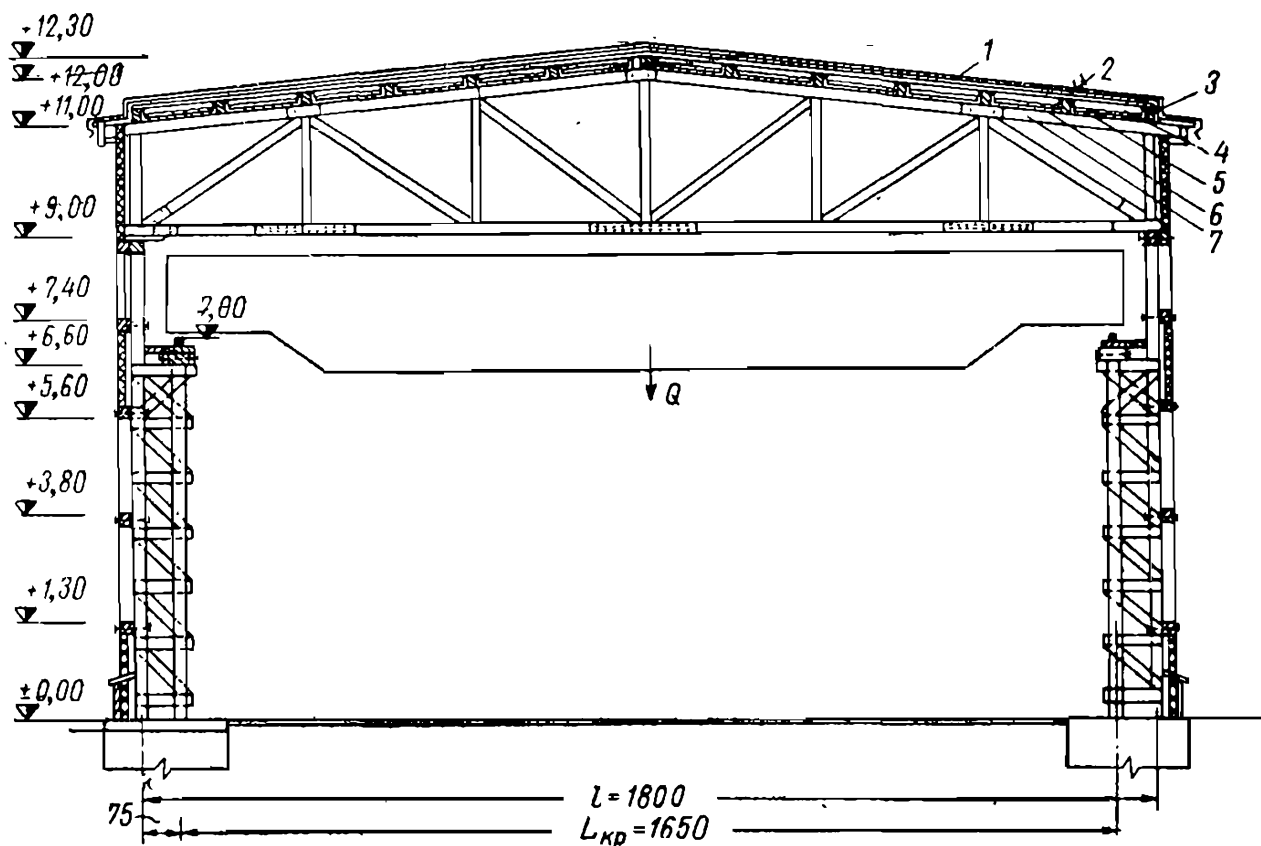


Рис. 76. Конструктивная схема двухшарнирной рамы

1 — два слоя руберонда по пергаменту на мастике; 2 — двухслойная обрешетка; 3 — прогоны; 4 — утеплитель; 5 — подшивка; 6 — пароизоляция; 7 — ригель

Для восприятия усилий от ветра и продольного торможения крана на торцовую часть здания устраивается система вертикальных связей, расположенных в плоскости подкрановой и надкрановой частей стоек, которые соединяют стойки рам между собой попарно в крайних и средних панелях по длине здания.

Устойчивость сжатого пояса ригеля (верхний пояс ригеля) обеспечивается горизонтальными связями, расположенными в плоскости кровли.

Горизонтальные связи, расположенные в плоскости нижнего пояса ригеля, воспринимают горизонтальные усилия от ветра на торец здания.

Все основные размеры и отметки здания представлены на рис. 76.



## 1. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЗДАНИЯ

Расчет элементов здания производится на воздействие:  
 постоянной нагрузки;  
 нагрузки от снега;  
 нагрузки от ветра;  
 нагрузки от мостового крана грузоподъемностью 5 т.

Таблица 44

Подсчет нагрузок на 1 м<sup>2</sup> поверхности от покрытия в кг

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
<b>Постоянные:</b>			
кровля в два слоя руберонда по пергамину на мастике . . .	10	1,1	11
обрешетка в два слоя из досок толщиной 19 и 16 мм $\left(\frac{0,019}{2} + 0,016\right) \cdot 500$ . . . . .	12,75	1,1	14
утеплитель из минеральной ваты 0,08·250 . . . . .	20	1,2	24
пароизоляция в один слой тол-ля . . . . .	2,5	1,2	3
подшивка из досок толщиной 19 мм 0,019·500 . . . . .	9,5	1,1	10,45
вес прогона ориентировочно сечением 10 × 25 через 1,5 м $\frac{0,10 \cdot 0,25 \cdot 500}{1,5}$ . . . . .	8,3	1,1	9,13
Итого . . . . .	$g_1^H = 61$		$g_1 = 72$
Временная от снега . . . . .	$p_c^H = 100$	1,4	$p_c = 140$

## 2. РАСЧЕТ ПРОГОНА

Прогон рассчитываем на воздействие постоянной нагрузки и нагрузки от снега. Материал — брусья прямоугольного сечения из сосны влажностью 15%. Расчетное сопротивление при  $b > 14$  см,  $R_{II} = 150$  кг/см<sup>2</sup>.

Расчетная длина прогона  $l = 6$  м. Расстояние между прогонами

$$a = \frac{l}{2 \cos 6^\circ} = \frac{18}{2 \cdot 0,995 \cdot 6} \approx 1,5 \text{ м.}$$

где угол уклона кровли  $\alpha = 6^\circ$ ;  $\cos \alpha = 0,995$ ;  $\sin \alpha = 0,105$ .

Расчетная нагрузка на 1 пог. м прогона:  
от веса покрытия и собственного веса

$$g = 72 \cdot 1,5 = 108 \text{ кг/м};$$

от снеговой нагрузки

$$p_c = 140 \cdot 1,5 = 210 \text{ кг/м}.$$

Суммируя, получим  $q = 318 \text{ кг/м}$  (рис. 77).

Разлагая нагрузку на составляющие, получим:

$$q_x = q \cos 6^\circ = 318 \cdot 0,995 = 317 \text{ кг/м};$$

$$q_y = q \sin 6^\circ = 318 \cdot 0,105 = 34 \text{ кг/м}.$$

Изгибающие моменты

$$M_x = \frac{317 \cdot 6^2}{8} = 1440 \text{ кгГ} \cdot \text{м};$$

$$M_y = \frac{34 \cdot 6^2}{8} = 153 \text{ кгГ} \cdot \text{м}.$$

Принимая сечение прогона  $b \times h = 15 \times 22 \text{ см}$ , найдем моменты сопротивления

$$W_x = \frac{15 \cdot 22^2}{6} \cdot 1,15 = 1391,5 \text{ см}^3;$$

$$W_y = \frac{22 \cdot 15^2}{6} \cdot 1,15 = 947,7 \text{ см}^3,$$

где  $k$  — коэффициент, увеличивающий момент сопротивления, равный 1,15, (табл. 32).

Условие прочности определяем по формуле (48)

$$R_n = \frac{144\,000}{1391,5} + \frac{15\,300}{947,7} = 120,2 \text{ кгГ/см}^2 < [R_n] = 150 \text{ кгГ/см}^2.$$

Собственный вес прогона на  $1 \text{ м}^2$  покрытия при расстоянии между прогонами 1,5 м с учетом коэффициента перегрузки

$$g_{с.в} = \frac{0,15 \cdot 0,22 \cdot 500 \cdot 1,1}{1,5} = 12 \text{ кг},$$

что больше принятых 9 кг.

Ввиду излишней прочности перерасчет делать не следует.

### 3. РАСЧЕТ ПОДКРАНОВОЙ БАЛКИ

Подкрановую балку проектируем шпренгельного типа с верхним поясом из двух бревен  $d_{бр} = 20 \text{ см}$ , опиленных на два канта и шпренгелем из круглой стали марки Ст-3.

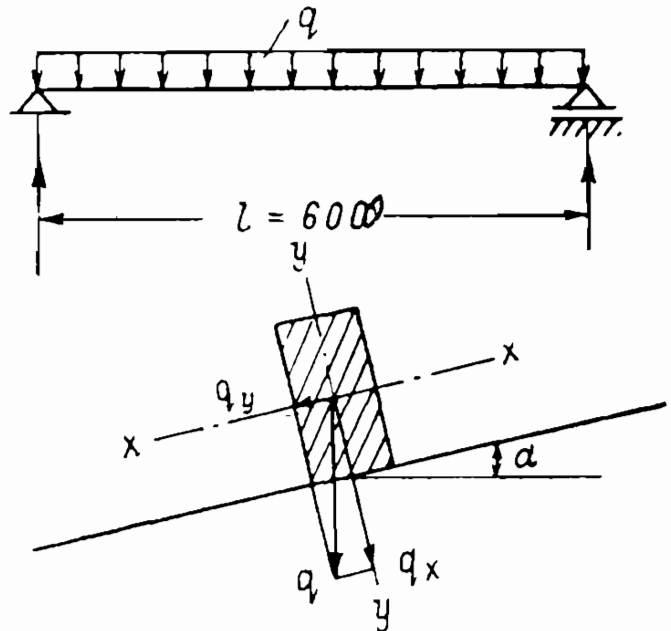


Рис. 77. Расчетные схемы прогона

Расчет подкрановой балки производим на подвижную нагрузку от мостового крана грузоподъемностью  $Q=5$  т и равномерно распределенную нагрузку от собственного веса балки с подкрановым рельсом.

Нагрузка от мостового крана  $D=23967$  кг  $\approx 24000$  кг. Собственный вес балки с рельсом принят  $q=900$  кг.

Для определения усилий в стержнях шпренгельной балки от подвижной нагрузки  $P=1$  строим линии влияния (рис. 78).

Из принятых размеров шпренгельной балки видно, что угол между стержнями верхнего и нижнего поясов составляет

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2h}{l} = \frac{1,5}{3} = 0,5;$$

$$\alpha = 30^\circ; \cos \alpha = 0,866;$$

$$\sin \alpha = 0,5.$$

Усилие в стержнях выражено через одну реакцию из условий равновесия отделенной разрезанной части фермы (балки), на которой отсутствует груз  $P=1$ .

Построив линии влияния опорных реакций, строим линии влияния для элементов балки.

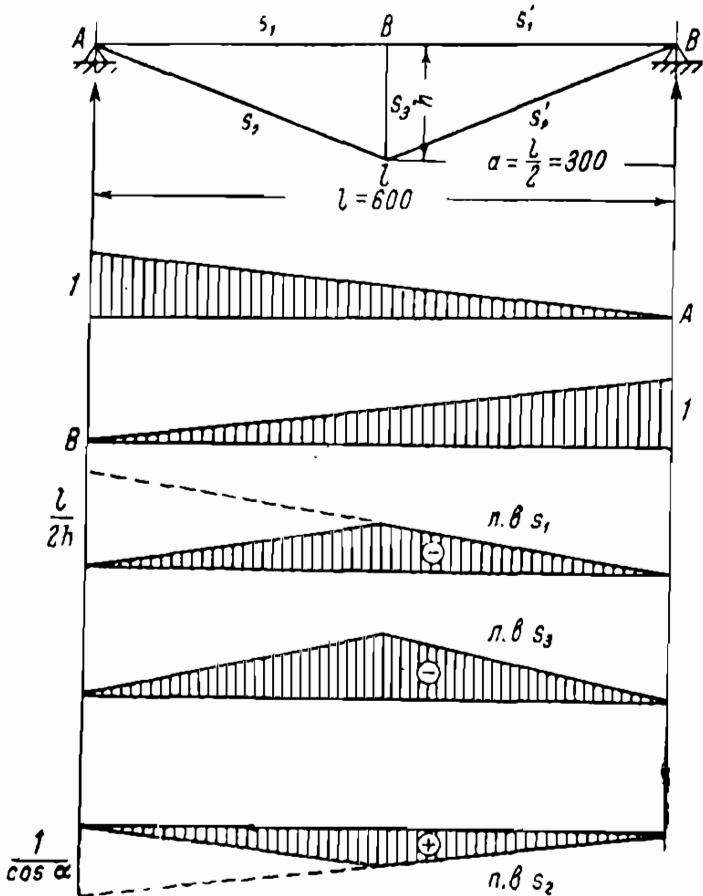


Рис. 78. Линия влияния в элементах подкрановой балки

Усилия в стержнях  $S_1$  и  $S_1'$  равны. Из уравнения моментов относительно узла  $C$  имеем:

$$-S_1 h = A \frac{l}{2},$$

откуда

$$-S_1 = -S_1' = -\frac{Al}{2h} = -\frac{6}{2 \cdot 1,5} = -2.$$

Стержни  $S_1$  и  $S_1'$  сжаты.

Для построения линии влияния стержня  $S_1$  отложим на прямой под опорой  $A$  ординату, равную  $\frac{l}{2h}$ , и соединим конец этой ординаты с нулевой точкой под опорой  $B$ . Это и будет линия влияния  $S_1$  и  $S_1'$  (рис. 78).

Усилия в стержнях  $S_2$  и  $S_2'$  равны. Из условий равновесия узлов А и В имеем:

$$S_2 \cos \alpha = A,$$

откуда

$$S_2 = \frac{A}{\cos \alpha} = \frac{1}{0,866} = 1,16.$$

Стержни  $S_2$  и  $S_2'$  растянуты.

Для построения линии влияния  $S_2$  на прямой под опорой А отложим ординату, равную  $\frac{1}{\cos \alpha}$ , и соединим конец этой орди-

наты прямой с нулевой точкой под опорой В. Это и будет линия влияния  $S_2$ .

Усилие в стержне  $S_3$  определяется треугольником с основанием, равным  $l$ , и ординатой, равной  $l$ , под узлом С. Это и будет линия влияния  $S_3$ . Стержень  $S_3$  сжат. Усилия в элементах балки от собственного веса и подкранового рельса определяем графическим способом путем построения диаграммы Кремоны. Узловая нагрузка на балку  $P=450$  кг (рис. 79).

Суммарные усилия в элементах балки представлены в табл. 45.

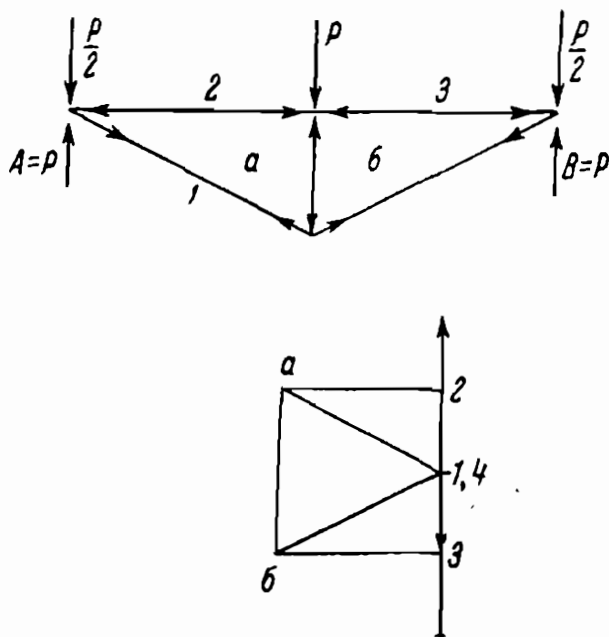


Рис. 79. Диаграмма усилий в элементах подкрановой балки

Таблица 45

Таблица усилий

Элементы балки	Условные обозначения	Усилия в кг			Расчетные усилия	
		от собственного веса	от краевой нагрузки	суммарная нагрузка	на растяжение	на сжатие
Верхний пояс	$a-2 (S_1)$	-450	-24000	-24450	—	24450
	$б-3 (S_1)$	-450	-24000	-24450		
Нижний пояс	$a-1 (S_2)$	495	13920	14415	14415	—
	$б-4 (S_2)$	495	13920	14415		
Стойка	$a-б (S_3)$	-450	-24000	-24450	—	24450

Переходим к подбору сечения элементов.

Верхний пояс. Расчетное усилие  $N_c = 24\,540$  кГ. Расчетная длина стержня  $l = 3$  м. Сечение верхнего пояса принято из двух бревен  $d_{бр} = 20$  см, опиленных на два канта.

Площадь сечения бревна

$$F_{бр} = 0,746d^2 = 0,740 \cdot 20^2 = 296 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения бревна с учетом ослабления болтами  $d_6 = 20$  мм

$$F_{нт} = F_{бр} - F_{осл} = 296 - 40 = 256 \text{ см}^2,$$

где

$$F_{осл} = 2 \cdot 20 = 40 \text{ см}^2.$$

Момент инерции одного бревна

$$I = 0,0395d^4 = 0,0395 \cdot 20^4 = 6320 \text{ см}^2.$$

Радиус инерции

$$r = \sqrt{\frac{I_{бр}}{F_{бр}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 6320}{2 \cdot 296}} = 4,6 \text{ см}.$$

Гибкость стержня

$$\lambda = \frac{l}{r} = \frac{300}{4,6} = 65 < 75.$$

Коэффициент продольного изгиба определяем по формуле

$$\varphi = 1 - 0,8 \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left( \frac{65}{100} \right)^2 = 0,66.$$

Условие устойчивости определяем по формуле (14)

$$R_c = \frac{24\,450}{0,66 \cdot 2 \cdot 256} = 72 \text{ кГ/см}^2 < [R_c] = 130 \text{ кГ/см}^2.$$

Нижний пояс. Растягивающее усилие  $N_p = 14\,415$  кГ. Нижний пояс проектируем из круглой стали марки Ст-3 с расчетным сопротивлением  $R_c = 2100$  кГ/см<sup>2</sup>.

Необходимая площадь сечения стержня

$$F = \frac{14\,415}{2100} = 6,9 \text{ см}^2.$$

Диаметр стержня

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 6,9}{3,14}} = 2,95 \text{ см},$$

принимаем  $d = 3$  см.

Стойка. Расчетное усилие в стойке  $N_{ст} = 24\,450$  кГ. Расчетная длина стойки  $l = 1,5$  м.

Проектируем стойку из деревянных брусьев сечением  $16 \times 16$  см. Площадь сечения  $F_{бр} = 16 \times 16 = 256 \text{ см}^2$ .

Радиус инерции

$$r = 0,289 \cdot 16 = 4,62 \text{ см}.$$

Гибкость стержня

$$\lambda = \frac{l}{r} = \frac{150}{4,62} = 32,5 < 75.$$

Коэффициент продольного изгиба определяем по формуле (15)

$$\varphi = 1 - 0,8 \left( \frac{32,5}{100} \right)^2 = 0,91.$$

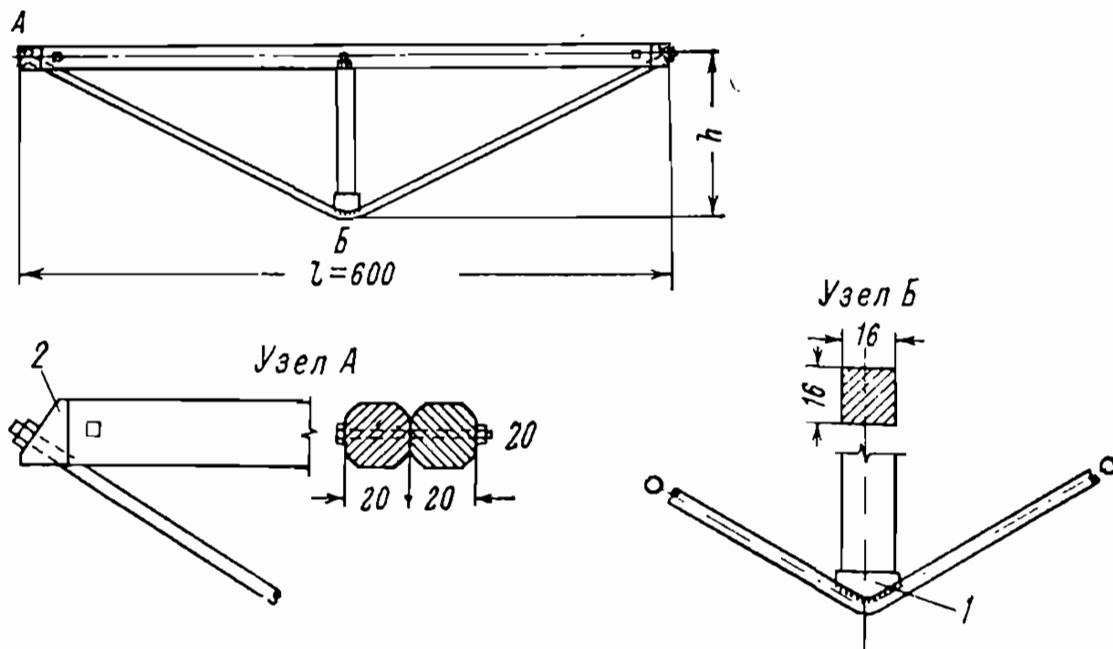


Рис. 80. Конструкция шпренгельной балки с деталями узлов  
1 — приварной оголовник

Условие устойчивости определяем по формуле (14)

$$R_c = \frac{24\,450}{0,91 \cdot 256} = 106 \text{ кг/см}^2 < [R_c] = 130 \text{ кг/см}^2.$$

Конструкция шпренгельной балки с деталями узлов представлена на рис. 80.

#### 4. РАСЧЕТ РИГЕЛЯ (ФЕРМЫ) ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

Ригель (ферму) рассчитываем на воздействие постоянной нагрузки (вес покрытия и собственный вес ригеля) и нагрузки от снега.

Нагрузкой от ветра вследствие малого уклона кровли  $i=0,10$  (меньше  $30^\circ$ ) пренебрегаем; материал для ригеля — брусья из сосны прямоугольного сечения влажностью 15%. Расчетные сопротивления:  $R_c=130 \text{ кг/см}^2$ ;  $R_p=80 \text{ кг/см}^2$ ;  $R_{ск}=24 \text{ кг/см}^2$ ; коэффициенты перегрузки: для постоянной нагрузки  $n=1,1$ ;

для нагрузки от снега  $n=1,4$ ; для утеплителя  $n=1,2$ ; материал для накладок и болтов — сталь марки Ст-3 с расчетными сопротивлениями: на растяжение —  $R_a=2100 \text{ кг/см}^2$ , на смятие —  $R_{см}=1600 \text{ кг/см}^2$ .

а) Определение усилий в стержнях ригеля

Усилия в стержнях ригеля определяем графическим способом путем построения диаграммы Крэмона в каждом случае независимо: от единичной нагрузки  $P=1$ , от постоянной (рис. 81) и от снега слева и справа (рис. 82) с последующей проверкой усилий в некоторых стержнях аналитическим способом.

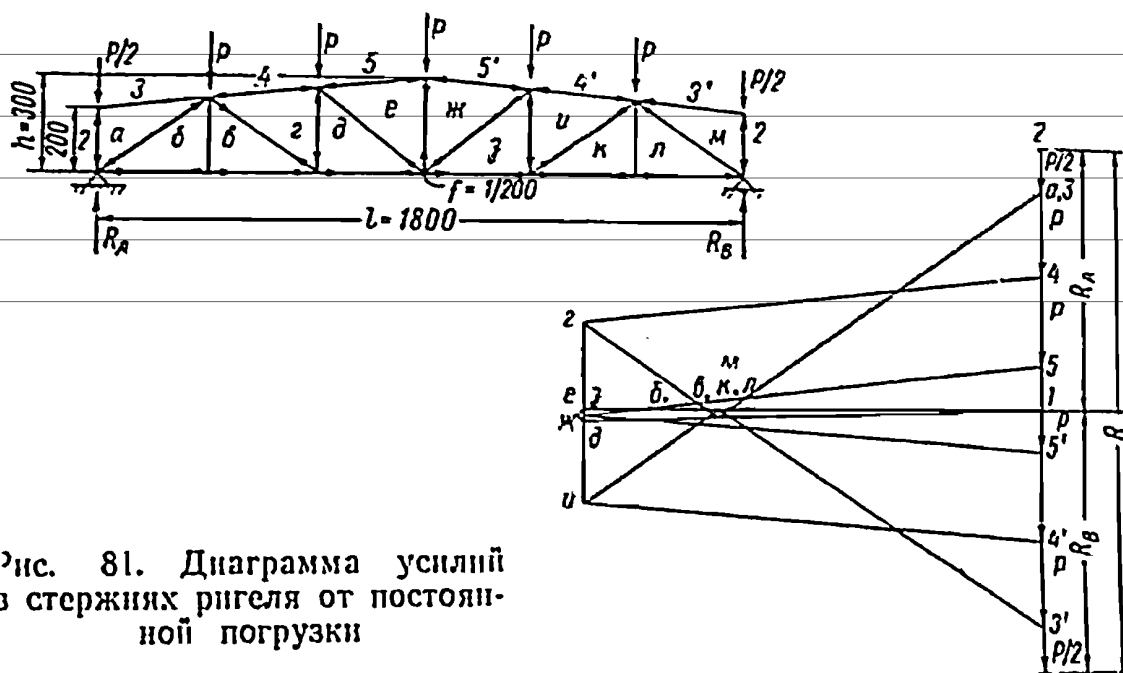


Рис. 81. Диаграмма усилий в стержнях ригеля от постоянной нагрузки

Результаты действительных усилий в стержнях элементов ригеля представлены в табл. 46.

б) Подсчет нагрузок на узел ригеля

Расстояние между узлами верхнего пояса ригеля

$$a = \frac{l}{2 \cos 6^\circ \cdot 3} = \frac{18}{2 \cdot 0,995 \cdot 3} \approx 3,1 \text{ м.}$$

При шаге между ригелями 6 м грузовая площадь на узел  $F = 3,1 \cdot 6 = 18,6 \text{ м}^2$ .

Нагрузки на узел ригеля:

постоянная (вес покрытия и прогона) с учетом увеличенного веса прогона

$$g = [(72 + (2 \cdot 12 - 9)) \cdot 18,6 = 1620 \text{ кг};$$

собственный вес ригеля с учетом коэффициента перегрузки, определяемый по формуле (37),

$$g_{с. в} = \frac{62 + 10}{\frac{1000}{5 \cdot 18} - 1} \cdot 1,1 \cdot 18,6 = 300 \text{ кг};$$

суммируя получаем

$$q_1 = 1620 + 300 = 1920 \text{ кг};$$

временная от снега

$$p_c = 140 \cdot 18,6 = 2610 \text{ кг}.$$

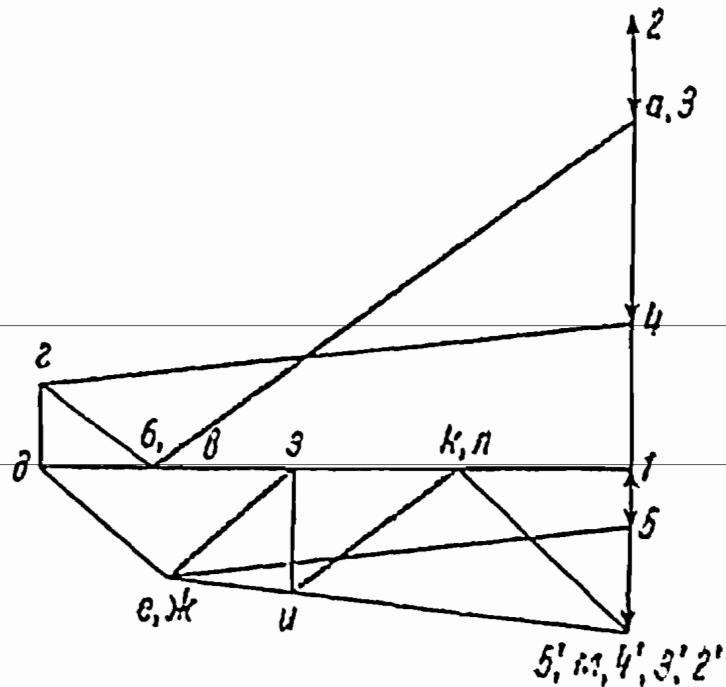
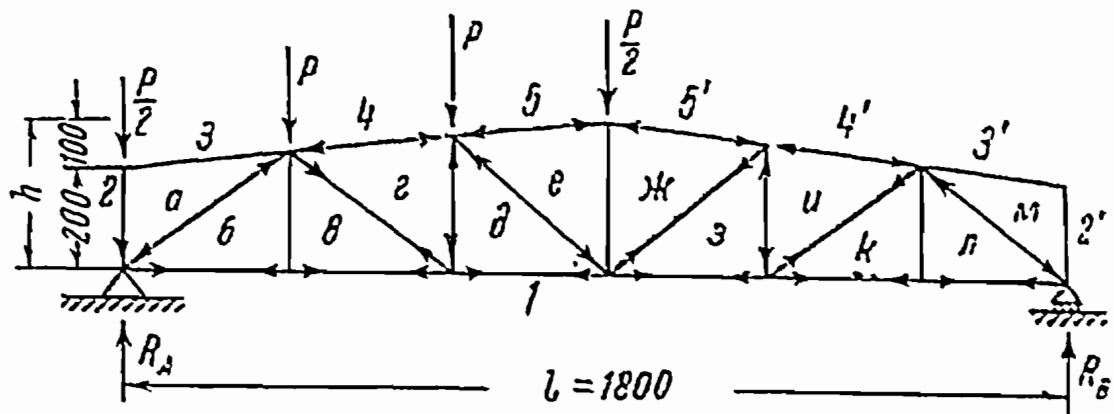


Рис. 82. Диаграмма усилий от снега слева ( $p_c = 1$ )

Расчетная нагрузка на узел

$$q = q_1 + p_c = 1920 + 2610 = 4530 \text{ кг}.$$

в) Проверка усилий в некоторых стержнях ригеля (фермы) аналитическим способом от единичной нагрузки  $P=1$   
 Вырезаем узел А (рис. 83) и проектируем усилия на оси  $x$  и  $y$ :



Таблица усилий в стержнях ригеля (фермы)

Элементы ригеля	№ стержня	Усилия в кг							усилие, по которому подбирается сечение	сечение элемента в см
		от постоянной нагрузки	от снега			расчетные усилия				
			слева	справа	на двух скатах	на растяжение	на сжатие			
Верхний пояс	а-б	0	0	0	0	0	0	22 440	16×22	
	з-д	-9400	-7860	-5100	-12 960	—	22 360			
	е-ж	-9400	-6520	-6520	-13 040	—	22 440			
	и-к	-9400	-5100	-7860	-12 960	—	22 360			
	л-м	0	0	0	0	0	0			
	н-п	0	0	0	0	0	0			
Нижний пояс	1-б	6620	6520	2900	9 420	16 040	—	22 140	16×22	
	1-в	6620	6520	2900	9 420	16 040	—			
	1-д	9320	7860	4960	12 820	22 140	—			
	1-з	9320	4900	7860	12 820	22 140	—			
	1-к	6620	2900	6520	9 420	16 040	—			
	1-л	6620	2900	6520	9 420	16 040	—			
Стойки	2-а	-950	-1305	0	-1305	—	2265	4610	12×16	
	б-в	0	0	0	0	—	—			
	в-д	-2000	-1305	-1305	-2610	—	4610			
	е-ж	0	0	0	0	—	—			
	з-и	-2000	-1305	-1305	-2610	—	4610			
	к-л	0	0	0	0	—	—			
л-м	-950	0	-1305	-1305	—	2265	2265			
Раскосы	а-б	-8200	-7860	-3400	-11 260	—	19 460	19 460	16×22	
	в-г	3360	1820	2350	4 170	7350	—			
	д-е	0	-1820	1820	0	1820	1 820			1 820
	ж-з	0	1820	-1820	0	1820	1 820			1 820
	и-к	3360	2350	1820	4 170	7530	—			—
	л-м	-8200	-3400	-7860	-11 260	—	19 460			19 460

из суммы проекций всех сил на ось  $y$ 

$$\Sigma_y = 0;$$

$$-\frac{P}{2} + 3P + S_1 \sin 36^\circ 20' = 0,$$

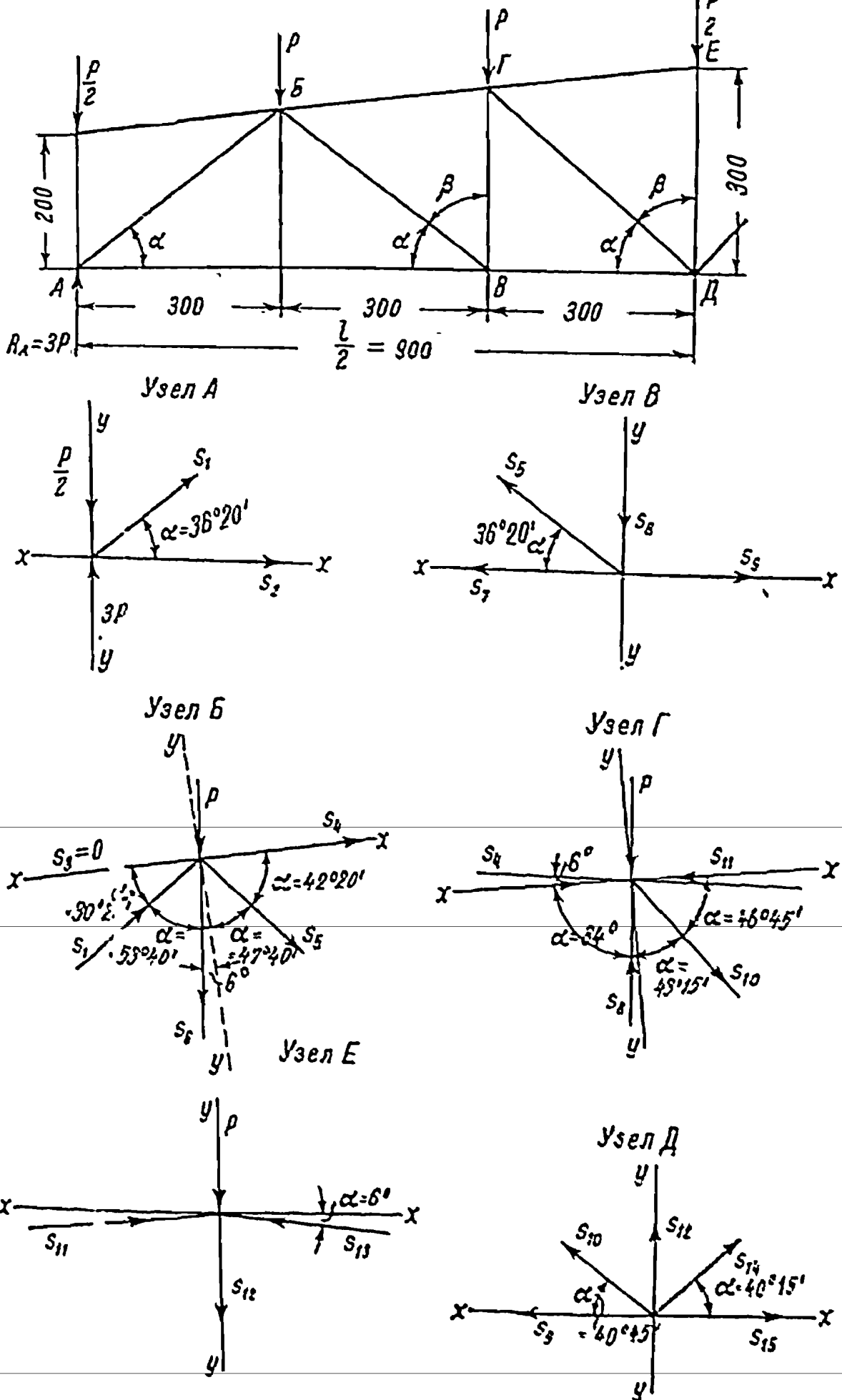


Рис. 83. Элементы узлов в аналитическом расчете усилий в стержнях ригелей

имеем

$$S_1 = \frac{\frac{P}{2} - 3P}{\sin 36^\circ 20'} = \frac{0,5 - 3}{0,592} = -4,25,$$

где  $\cos 36^\circ 20' = 0,806$ ;  $\sin 36^\circ 20' = 0,592$ ;

стержень  $S_1$  сжат;

из суммы проекций всех сил на ось  $x$   $\Sigma x = 0$

$$S_2 - S_1 \cos 36^\circ 20' = 0,$$

имеем

$$S_2 = S_1 \cos 36^\circ 20' = 4,25 \cdot 0,806 = 3,45.$$

Стержень  $S_2$  растянут.

Вырезаем узел  $B$  и проектируем усилия на оси  $x$  и  $y$ :

из суммы проекций всех сил на ось  $y$

$$\Sigma y = 0$$

$$S_1 \cos 59^\circ 40' - P \cos 6^\circ - S_5 \cos 47^\circ 40' = 0,$$

имеем

$$S_5 = \frac{S_1 \cos 59^\circ 40' - P \cos 6^\circ}{\cos 47^\circ 40'} = \frac{4,25 \cdot 0,512 - 0,995}{0,677} = 1,77,$$

где

$$\cos 59^\circ 40' = 0,512; \quad \cos 6^\circ = 0,995; \quad \cos 47^\circ 40' = 0,677;$$

$$\cos 30^\circ 20' = 0,860; \quad \cos 84^\circ = 0,105; \quad \cos 42^\circ 20' = 0,735.$$

Стержень  $S_5$  растянут;

из суммы проекций всех сил на ось  $x$   $\Sigma x = 0$

$$S_1 \cos 30^\circ 20' - P \cos 84^\circ + S_4 + S_5 \cos 42^\circ 20' = 0,$$

имеем

$$\begin{aligned} S_4 &= -S_1 \cos 30^\circ 20' + P \cos 84^\circ - S_5 \cos 42^\circ 20' = \\ &= -4,25 \cdot 0,860 + 0,105 - 1,75 \cdot 0,735 = -4,87. \end{aligned}$$

Стержень  $S_4$  сжат.

Вырезаем узел  $B$  и проектируем усилия на оси  $x$  и  $y$ : из суммы проекций всех сил на ось  $y$   $\Sigma y = 0$

$$S_6 \cos 53^\circ 40' - S_8 = 0,$$

имеем

$$S_8 = S_6 \cos 53^\circ 40' = 1,75 \cdot 0,597 = 1,04,$$

где

$$\cos 53^\circ 40' = 0,597; \quad \sin 53^\circ 40' = 0,802.$$

Стержень  $S_8$  сжат;  
из суммы проекций всех сил на ось  $x$   $\Sigma_x = 0$

$$-S_5 \sin 53^\circ 40' - S_7 + S_9 = 0,$$

имеем

$$S_9 = S_7 + S_5 \cos 36^\circ 20' = 3,45 + 1,75 \cdot 0,802 = 4,85;$$

стержень  $S_9$  растянут;

вырезаем узел  $\Gamma$  и проектируем усилия на оси  $x$  и  $y$ :  
из суммы проекций всех сил на ось  $y$   $\Sigma_y = 0$

$$-P \cos 6^\circ - S_{10} \cos 43^\circ 15' + S_8 \cos 6^\circ = 0,$$

имеем

$$S_{10} = \frac{-P \cos 6^\circ + S_8 \cos 6^\circ}{\cos 43^\circ 15'} = \frac{-0,995 + 1,01 \cdot 0,995}{0,729} = 0,05,$$

где  $\cos 46^\circ 15' = 0,685$ ;  $\cos 43^\circ 45' = 0,729$ .

Стержень  $S_{10}$  растянут; практически усилие в стержне  $S_{10}$  равно 0;

из суммы проекций всех сил на ось  $x$   $\Sigma_x = 0$

$$S_4 - P \cos 84^\circ - S_{11} + S_{10} \cos 46^\circ 15' + S_8 \cos 84^\circ = 0,$$

имеем

$$\begin{aligned} S_{11} &= S_4 - P \cos 84^\circ + S_{10} \cos 46^\circ 15' + S_8 \cos 84^\circ = \\ &= 4,84 - 0,105 + 0,05 \cdot 0,685 + 1,04 \cdot 0,105 = 4,87; \end{aligned}$$

стержень  $S_{11}$  сжат.

Вырезаем узел  $E$  и проектируем усилия на оси  $x$  и  $y$ :  
из суммы проекций всех сил на ось  $y$   $\Sigma_y = 0$

$$-P + S_{11} \cos 84^\circ + S_{13} \cos 84^\circ - S_{12} = 0,$$

имеем

$$\begin{aligned} S_{12} &= -P + S_{11} \cos 84^\circ + S_{13} \cos 84^\circ = \\ &= -1 + 4,87 \cdot 0,105 + 4,87 \cdot 0,105 = 0,02; \end{aligned}$$

практически усилие в стержне  $S_{12}$  равно 0.

Из суммы проекций всех сил на ось  $x$   $\Sigma_x = 0$

$$S_{11} \cos 6^\circ - S_{13} \cos 6^\circ = 0,$$

имеем

$$S_{13} = \frac{S_{11} \cos 6^\circ}{\cos 6^\circ} = \frac{4,87 \cdot 0,995}{0,995} = 4,87;$$

стержень  $S_{13}$  сжат.

вырезаем узел  $D$  и проектируем усилия на оси  $x$  и  $y$ :  
из суммы проекций всех сил на ось  $y$   $\Sigma_y = 0$

$$S_{10} \sin 40^\circ 15' + S_{14} \sin 40^\circ 15' + S_{12} = 0,$$

имеем

$$S_{12} = 0,05 \cdot 0,646 + 0,05 \cdot 0,646 = 0,06;$$

практически усилие в стержне  $S_{12} = 0$ .

Из суммы проекций всех сил на ось  $x$   $\Sigma_x = 0$  (рис. 83) следует, что усилие в стержне  $S_{15} = S_9 = 4,85$ ; стержень  $S_{15}$  растянут.

г) Подбор сечений элементов ригеля

Нижний растянутый пояс ригеля и решетку (стойки и раскосы) проектируем из древесины первой категории, верхний сжатый пояс — из древесины второй категории.

Верхний пояс. Верхний пояс ригеля проектируем по всему скату одного сечения. Подбор сечения производим по наибольшему усилию сжатия  $N_c = 22\,440$  кг. Расчетная длина стержня

$$l = \frac{3}{\cos 6^\circ} = \frac{3}{0,995} \approx 3,05 \text{ м.}$$

Принимаем для верхнего пояса брус сечением  $b \times h = 16 \times 22$  см;  $F_{бр} = 352$  см<sup>2</sup>.

Радиус инерции

$$r = 0,289 \cdot 16 = 4,62 \text{ см.}$$

Гибкость стержня

$$\lambda = \frac{l}{r} = \frac{3,05}{4,62} = 66 < 75.$$

Коэффициент продольного изгиба определяем по формуле (15)

$$\varphi = 1 - 0,8 \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left( \frac{66}{100} \right)^2 = 0,65.$$

Условие устойчивости определяем по формуле (14)

$$R_c = \frac{22\,440}{352 \cdot 0,65} = 98 \text{ кг/см}^2 < [R_c] = 130 \text{ кг/см}^2.$$

Нижний пояс. Нижний пояс по всей длине также проектируем одного сечения. Подбор сечения пояса производим по наибольшему растягивающему усилию  $N_p = 22\,140$  кг.

Требуемая площадь сечения за вычетом ослабления болтами и врубками

$$F_{нт} = \frac{22\,140}{80} = 278 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение нижнего пояса такое же, как и для верхнего,  $b \times h = 16 \times 22$  см, тогда  $F_{бр} = 352$  см<sup>2</sup>, после чего делаем проверку на прочность.

Стык нижнего пояса проектируем на болтах  $d_b = 2$  см, которые будут поставлены в два ряда.

Ослабление сечения нижнего пояса болтами выразится площадью

$$F_{осл} = 2 \cdot 2 \cdot 16 = 64 \text{ см}^2,$$

тогда

$$F_{нт} = 352 - 64 = 288 \text{ см}^2 > 278 \text{ см}^2.$$

Стыки нижнего пояса ригеля осуществляем в середине пролета и в первых узлах, отстоящих от опоры на расстоянии 3 м. Таким образом, по всей длине нижнего пояса ригеля будет три стыка.

Стыки осуществляем на металлических накладках из полосовой стали марки Ст-3 с расчетным сопротивлением на растяжение  $R_n = 2100 \text{ кг/см}^2$  и на смятие  $R_{см} = 1600 \text{ кг/см}^2$  под болтами  $d_b = 2 \text{ см}$ .

В стыке посредине пролета (рис. 84) действует усилие в средней панели  $N_p = 22\,140 \text{ кг}$ . Определяем несущую способность болта  $d_b = 2 \text{ см}$  на один срез при металлических накладках из условий изгиба по табл. 22

$$T_{II} = 250d_b^2 = 250 \cdot 2^2 = 1000 \text{ кг}.$$

Требуемое количество двухсрезовных болтов

$$n_b = \frac{N_p}{2T_{II}} = \frac{22\,140}{2 \cdot 1000} = 11,7 \text{ болта}.$$

Принимаем 12 болтов и ставим их в 6 рядов — по 2 болта в ряд по одну сторону стыка.

Длина накладки при  $s_1 = 7 d_b = 14 \text{ см}$

$$l = 14 \cdot 7 \cdot 2 = 196 \text{ см} \approx 200 \text{ см}.$$

Требуемая площадь сечения для металлических накладок из полосовой стали по условиям работы накладки на растяжение

$$F_p = \frac{22\,140}{2100} = 10,6 \text{ см}^2.$$

Из условий работы накладки на смятие под болтами

$$F_{см} = \frac{22\,140}{1600} = 13,9 \text{ см}^2;$$

$$F_{см} = 4d_b\delta = 13,9,$$

откуда толщина листа стали

$$\delta = \frac{13,9}{4d_b} = \frac{13,9}{4 \cdot 2} = 17,4 \text{ см}.$$

Принимаем толщину листа полосовой стали  $\delta = 18 \text{ мм}$ .

При этом площадь сечения двух накладок

$$F = 1,8 \cdot 22 \cdot 2 = 79,2 \text{ см}^2.$$

Сделаем проверку. Сечение накладок ослаблено двумя болтами

$$d_b = 2 \text{ см}.$$

Площадь ослабления

$$F_{осл} = 2 \cdot 2 \cdot 1,8 \cdot 2 = 14,4 \text{ см}^2.$$

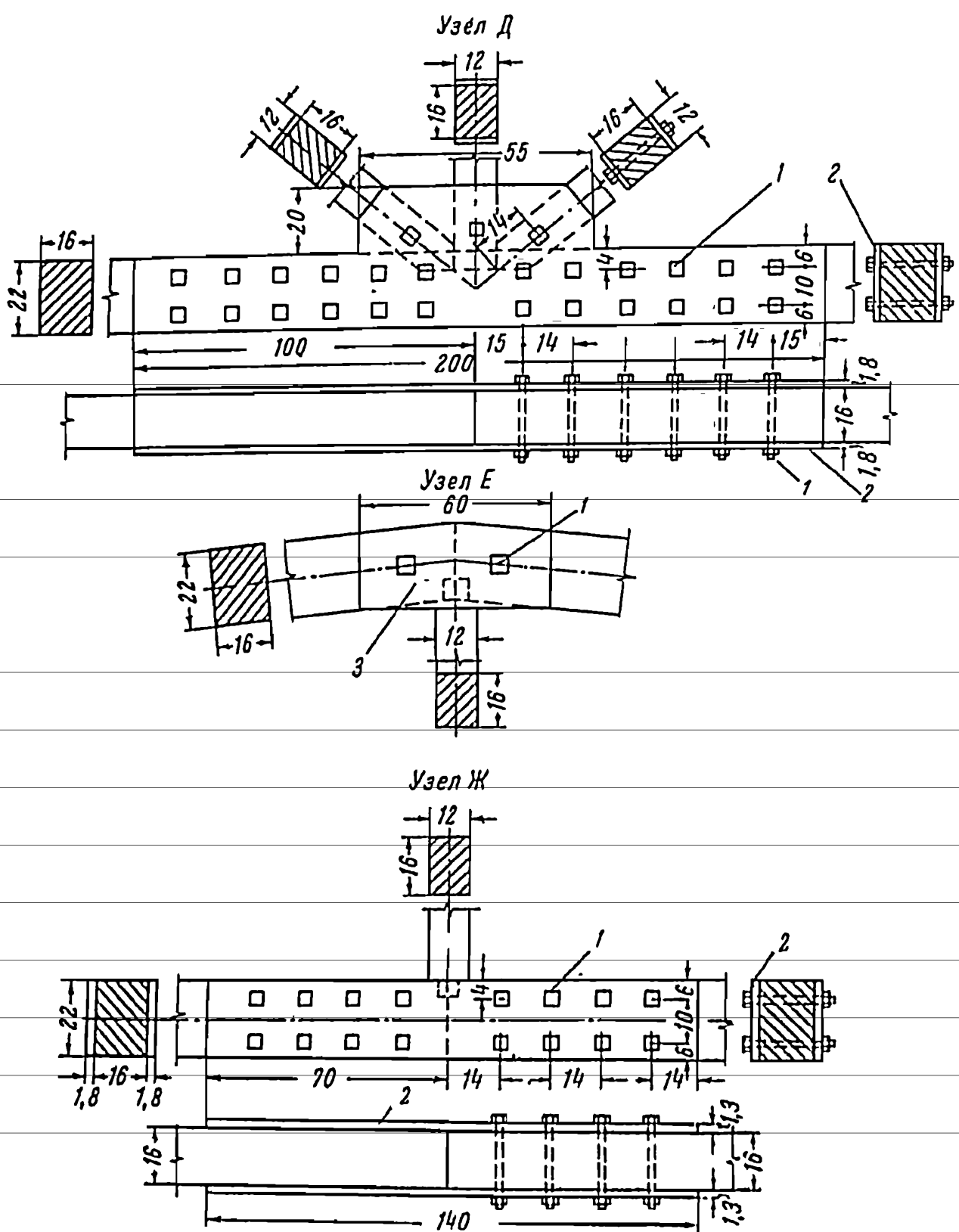


Рис. 84. Детали стыков узлов ригели  
 1 — болты; 2 — стальные накладки; 3 — накладка из досок

Рабочая площадь

$$F_{\text{ит}} = 79,2 - 14,4 = 57,8 \text{ см}^2 > 10,6 \text{ см}^2.$$

Проверяем сечение деревянного бруса на прочность после ослабления сечения болтами.

Площадь ослабления

$$F_{\text{осл}} = 2 \cdot 2 \cdot 16 = 64 \text{ см}^2.$$

Прочность обеспечивается условием

$$R_p = \frac{22\,140}{352 - 64} = 76,8 \text{ кг/см}^2 < [R_p] = 80 \text{ кг/см}^2.$$

При отсутствии полосовой стали стык можно осуществить накладками из дерева сечением  $10 \times 22 \text{ см}$ . Площадь сечения

$$F_{бр} = 10 \cdot 2 \cdot 22 = 440 \text{ см}^2 > F_{бр} = 352 \text{ см}^2.$$

Несущая способность болта  $d_b = 2 \text{ см}$  на один срез определяется по табл. 22.

Из условий смятия в среднем элементе

$$T_1 = 50cd'_b = 50 \cdot 16 \cdot 2 = 1600 \text{ кг}.$$

Из условий смятия в крайних элементах

$$T_2 = 80ad = 80 \cdot 10 \cdot 2 = 1600 \text{ кг}.$$

Из условий изгиба

$$T_3 = 250d_b^2 + a^2 = 250 \cdot 2^2 + 10^2 = 1100 \text{ кг}.$$

Принимаем  $T_3 = 1100 \text{ кг}$  как наименьшее и определяем необходимое количество двухсрезных болтов по формуле (60)

$$n_b = \frac{22\,140}{2 \cdot 1100} = 10 \text{ болтов}.$$

Ставим болты в 5 рядов — по 2 болта в ряд по одну сторону стыка. Определяем длину накладки

$$l_n = 12 \cdot 7 \cdot 2 = 168 \text{ см} \approx 170 \text{ см}.$$

Второй стык в первом узле от опоры — на расстоянии 3 м.

Растягивающее усилие во второй панели  $N_p = 16\,040 \text{ кг}$ . Болты для стыка принимаем  $d_b = 2 \text{ см}$ .

Требуемое количество двухсрезных болтов из условий их работы на изгиб при  $T_{II} = 1100 \text{ кг}$

$$n_b = \frac{N_p}{2T_{II}} = \frac{16\,040}{2 \cdot 1100} \approx 8 \text{ болтов}.$$

Ставим болты в четыре ряда по два болта в ряд по одну сторону стыка.

Требуемая площадь сечения металлического листа из условий работы накладок на смятие под двумя болтами  $d_b = 2 \text{ см}$ :

$$F_{см} = \frac{16\,040}{1600} \approx 10 \text{ см}^2;$$

$$F_{см} = 4d_b\delta = 10 \text{ см}^2,$$

откуда толщина листа для накладки

$$\delta = \frac{10}{4 \cdot 2} = \frac{10}{4 \cdot 2} = 1,25 \text{ см}.$$



Принимаем толщину листа для накладки  $\delta = 13$  мм (рис. 84).  
Общая площадь сечения для двух накладок

$$F = 1,3 \cdot 22 \cdot 2 = 57,2 \text{ см}^2.$$

Проверка прочности накладок после ослабления болтами  
 $d_b = 2$  см.

Площадь ослабления

$$F_{\text{осл}} = 2 \cdot 2 \cdot 1,3 \cdot 2 = 10,4 \text{ см}^2.$$

Условие прочности

$$R_n = \frac{16040}{57,2 - 10,4} = 341 \text{ кг/см}^2 < [R_n] = 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Длина накладки  $s_1 = 7d = 7 \cdot 2 = 14$  см,

$$l = 10 \cdot 14 = 140 \text{ см}.$$

При осуществлении стыка на деревянных накладках сечением  $10 \times 16$  см необходимое количество двухрезных болтов при  $T_n = 1100$  кг

$$n_b = \frac{16040}{2 \cdot 1100} = 7,4 \text{ болта}.$$

Принимаем восемь болтов и ставим их в четыре ряда — по два болта в ряд по одну сторону стыка.

Стык верхнего сжатого пояса осуществляем в трех местах: в коньковом узле и в первых узлах от опоры на расстоянии 3 м в упор брусев сечением  $16 \times 22$  см друг в друга с боковыми накладками из досок толщиной 5 см на болтах  $d_b = 1,8$  см.

#### д) Подбор сечения стоек

Максимальное сжимающее усилие в стойке  $N_c = 4610$  кг.  
Наибольшая расчетная длина стойки  $l = 2,67$  м.

Задаваясь коэффициентом продольного изгиба  $\varphi = 0,5$ , определим необходимую площадь сечения для стойки по формуле (14)

$$F = \frac{4610}{130 \cdot 0,5} = 72 \text{ см}^2.$$

Для удобства конструирования узлов из конструктивных соображений принимаем для стоек брус сечением  $12 \times 16$  см, площадью  $F_{\text{бр}} = 192 \text{ см}^2$ .

Проверяем прочность и устойчивость принятого сечения.

Радиус инерции

$$r = 0,289 \cdot 12 = 3,46 \text{ см}.$$

Гибкость стойки

$$\lambda = \frac{l}{r} = \frac{267}{3,46} = 77 > 75.$$

Коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = \frac{3100}{\lambda^2} = \frac{3100}{77^2} = 0,52.$$

Условие прочности определяем по формуле (14)

$$R_c = \frac{4610}{192 \cdot 0,52} = 63,4 \text{ кг/см}^2 < [R_c] = 130 \text{ кг/см}^2.$$

е) Подбор сечения раскосов

Максимальные усилия в раскосах:

в крайних панелях  $N_c = 19\,460 \text{ кг}$ ;

длина раскоса

$$l = \frac{3}{\cos 36^\circ 20'} = \frac{3}{0,806} = 3,9 \text{ м};$$

в средних панелях  $N_p = 1820 \text{ кг}$ ;  $N_c = 1820 \text{ кг}$ ; длина раскоса

$$l = \frac{3}{\sin 40^\circ 15'} = \frac{3}{0,646} = 4,65 \text{ м}.$$

Сечение раскоса для крайней панели принимаем  $16 \times 22 \text{ см}$  — как и для верхнего пояса.

Проверяем устойчивость раскоса.

Радиус инерции

$$r = 0,289 \cdot 16 = 4,62 \text{ см}.$$

Гибкость стержня определяем по формуле (17)

$$\lambda = \frac{390}{4,62} = 84 > 75.$$

Коэффициент продольного изгиба определяем по формуле (16)

$$\varphi = \frac{3100}{\lambda^2} = \frac{3100}{84^2} = 0,45.$$

Условие устойчивости определяем по формуле (14)

$$R_c = \frac{19\,460}{352 \cdot 0,45} = 123 \text{ кг/см}^2 < [R_c] = 130 \text{ кг/см}^2.$$

Раскосы в средних панелях работают на усилия разных знаков, на сжатие и растяжение.

Делаем проверку из условий сжатия. Задаваясь коэффициентом продольного изгиба  $\varphi = 0,5$ , находим необходимую площадь сечения по формуле (14)

$$F = \frac{1820}{130 \cdot 0,5} = 28 \text{ см}^2.$$

Принимаем для средних раскосов брус сечением  $12 \times 16 \text{ см}$ .  
Площадь сечения  $F_{бр} = 192 \text{ см}^2 > 28 \text{ см}^2$ .

Проверяем условие устойчивости.

Радиус инерции

$$r = 0,289 \cdot 12 = 3,46 \text{ см.}$$

Гибкость раскоса определяем по формуле (17)

$$\lambda = \frac{465}{3,46} = 135 > 75.$$

Коэффициент продольного изгиба определяем по формуле (16)<sup>1</sup>

$$\varphi = \frac{3100}{135^2} = 0,17.$$

Условие прочности и устойчивости определяем по формуле (14)

$$R_c = \frac{1820}{192 \cdot 0,17} = 75 \text{ кг/см}^2 < [R_c] = 130 \text{ кг/см}^2.$$

Из условия работы раскоса на растяжение найдем требуемую площадь сечения

$$F_{нт} = \frac{1820}{80} = 23 \text{ см}^2 < 160 \text{ см}^2.$$

Рабочая площадь раскосов за вычетом ослабления болтами

$$F_{нт} = 192 - 2 \cdot 16 = 160 \text{ см}^2.$$

Для крепления раскоса к поясам определяем необходимое количество двухсрезных болтов  $d_b = 2 \text{ см}$  при несущей способности односрезного болта на изгиб  $T = 1100 \text{ кг}$  по формуле (60)

$$n_b = \frac{1820}{2 \cdot 1000} = 0,9 \text{ болта.}$$

Принимаем один болт  $d_b = 2 \text{ см}$ .

Проверим прочность раскоса после ослабления его отверстием для болта.

Площадь ослабления

$$F_{отл} = 2 \cdot 16 = 32 \text{ см}^2.$$

Условие прочности

$$R_p = \frac{1820}{192 - 32} = 11,1 \text{ кг/см}^2 < [R_p] = 80 \text{ кг/см}^2.$$

Проверим на смятие металлическую накладку из полосовой стали  $\delta = 13 \text{ мм}$  под болтом  $d_b = 2 \text{ см}$ .

Площадь смятия

$$F_{см} = 1,3 \cdot 2 = 2,6 \text{ см}^2.$$

Условие прочности

$$R_{см} = \frac{1820}{2,6} = 692 \text{ кг/см}^2 < [R_{см}] = 1600 \text{ кг/см}^2.$$

Раскос во второй панели от опоры. Растягивающее усилие в раскосе  $N_p = 7530$  кг.

Если принять раскос из бруса сечением  $12 \times 16$  см, то для крепления его к поясам болтами  $d_b = 1,8$  см при усилии в болте на один срез  $T = 900$  кг потребуется двухсрезных болтов

$$n_b = \frac{7530}{2 \cdot 900} = 4,2 \text{ болта} \approx 5 \text{ болтов.}$$

При необходимости крепления раскоса в один ряд пятью болтами потребовалась бы накладка длиной 180 см, что было бы неконструктивно.

В данном случае целесообразнее для раскоса применить стальной стержень из стали марки Ст. 3 с расчетным сопротивлением  $R_a = 2100$  кг/см.

Потребная площадь сечения для стального стержня

$$F = \frac{7530}{2100} = 3,6 \text{ см}^2,$$

что соответствует диаметру стержня  $d = 22$  мм.

Для установки стального стержня в верхнем и нижнем поясах ригеля выдалбливаются гнезда глубиной 4 см, шириной 8 см, где прокладываются шайбы и закрепляется стальной стержень гайками.

Ослабленный нижний пояс выдолбленным гнездом для стержня и отверстием для стержня  $d = 22$  мм необходимо проверить расчетом.

Площадь ослабления

$$F_{\text{осл}} = 4 \cdot 8 + 2 \cdot 2 \cdot 22 \approx 80 \text{ см}^2.$$

Условие прочности

$$R = \frac{22140}{352 - 80} \approx 80 \text{ кг/см}^2 \approx [R_p] = 80 \text{ кг/см}^2, \text{ где } N_p = 22140 \text{ кг}$$

— растягивающее усилие в нижнем поясе ригеля.

Для придания ригелю однообразия стальной стержень можно заключить в деревянный футляр из двух досок сечением  $6 \times 16$  см, при этом раскос будет иметь сечение  $12 \times 16$  см, как и остальные раскосы из дерева.

ж) Расчет опорного узла ригеля

В опорном узле сходятся три стержня сечением  $16 \times 22$  см (нижний пояс, раскос и стойка) с двумя боковыми накладками в стойке из досок сечением  $5 \times 22$  см, соединенных болтами  $d_b = 1,8$  см (рис. 85).

Нижний пояс ригеля устанавливаем на прогон сечением  $20 \times 20$  см, уложенный поверху стоек. К этому прогону примыкает второй прогон, назначение которого состоит в том, что он является основанием для нижнего пояса ригеля, закрепленного болтом  $d_b = 1,8$  см — с одной стороны, и служит для крепления стены и оконных переплетов — с другой.



Действующее усилие в раскосе на сжатие  $N_c = 19\,460$  кг. Разлагая силу  $N_c$  на составляющие, получим:

$$N_{ск} = N_c \cos 36^\circ 20' = 19\,460 \cdot 0,806 = 15\,700 \text{ кг};$$

$$N_c = N_c \sin 36^\circ 20' = 19\,460 \cdot 0,592 = 11\,600 \text{ кг}.$$

Полученная составляющая на скалывание  $N_{ск} = 15\,700$  кг меньше растягивающего усилия в нижнем поясе  $R_p = 16\,040$  кг, поэтому расчет врубки на скалывание и смятие будем производить на растягивающее усилие в нижнем поясе  $R_p = 16\,040$  кг.

Определяем расчетное сопротивление на смятие вдоль волокон под углом  $\alpha = 36^\circ 20'$ :

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1\right) \sin^3 \alpha} = \frac{130}{1 + \left(\frac{130}{30} - 1\right) 0,592^3} = 80 \text{ кг/см}^2.$$

Глубину врубки из условий смятия определяем по формуле (104)

$$h_{вр} = \frac{16\,040}{80 \cdot 16} = 12,5 \text{ см}.$$

Расчет показывает, что при действующем в нижнем поясе ригеля усилие  $N_{ск} = N_p = 16\,040$  кг необходимо увеличить сечение элементов опорного узла (раскос, нижний пояс ригеля и стойку) дополнительными накладками из досок сечением  $5 \times 22$  см и подкладкой под нижний пояс ригеля сечением  $10 \times 26$  см.

Тогда сечение раскоса у опоры

$$b \times h = (16 + 2 \cdot 5) \times 22 = 26 \times 22 \text{ см}.$$

При таком сечении глубина врубки из условий смятия

$$h_{вр} = \frac{16\,040}{80 \cdot 26} = 7,71 \text{ см}.$$

Полученная глубина врубки

$$h_{вр} = 7,71 \text{ см} > \frac{1}{3} h = \frac{22}{3} = 7,3 \text{ см};$$

врубку осуществляем на два «зуба», из которых для первого «зуба» принимаем глубину  $h_{вр}' = 3$  см, а для второго —  $h_{вр}'' = 5$  см, что меньше  $\frac{1}{3} h$ .

Площадь смятия для первого «зуба».

$$F'_{см} = 3 \cdot 26 = 78 \text{ см}^2,$$

а для второго «зуба»

$$F''_{см} = 5 \cdot 26 = 130 \text{ см}^2.$$

Общая площадь смятия

$$F_{см} = 78 + 130 = 208 \text{ см}^2.$$

Определяем скалывающее усилие для плоскости первого «зуба» по формуле (105)

$$N'_{ск} = \frac{16040 \cdot 78}{208} = 6015 \text{ кг.}$$

Необходимую длину плоскости скалывания для первого «зуба» определяем по формуле (106)

$$l'_{ск} = \frac{N'_{ск}}{kR_{ск}b - \frac{N'_{ск}\beta}{e}} = \frac{6015}{0,8 \cdot 24 \cdot 26 - \frac{6015 \cdot 0,25}{0,5 \cdot 19}} = 18 \text{ см,}$$

где  $k$  — коэффициент, вводимый к расчетному сопротивлению на скалывание поверхности для первого «зуба», равный 0,8;

$\beta$  — коэффициент, принимаемый при расчете на скалывание растянутых элементов, равный 0,25;

$e$  — плечо сил скалывания, принимаемое равным  $0,5h$ ; в нашем случае  $e = 0,5(22 - 3) = 9,5 \text{ см}$  (СНиП II-V. 4-62, п. 5. 3).

Принимаем  $l'_{ск} = 1,5 h' = 1,5 \cdot 19 = 29 \text{ см}$ , что не превышает  $10 h_{вр} = 10 \cdot 3 = 30 \text{ см}$ .

Для плоскости второго «зуба» скалывающее усилие согласно СНиП принимаем равным полному усилию  $N_p = 16\,040 \text{ кг}$ .

Необходимую длину плоскости скалывания для второго «зуба» определяем по формуле (107)

$$l''_{ск} = \frac{N_p}{kR_{ск}b - \frac{N_p\beta}{e}} = \frac{16\,040}{1,15 \cdot 24 \cdot 26 - \frac{16\,040 \cdot 0,25}{0,5 \cdot 27}} = 37,7 \text{ см,}$$

где  $k$  — коэффициент, увеличивающий расчетное сопротивление для плоскости скалывания второго «зуба», равный 1,15;

$$e = 0,5h = 0,5 \cdot 27 = 13,5 \text{ см.}$$

Полученная глубина врубки меньше  $10 h_{вр} = 10 \cdot 5 = 50 \text{ см}$ .

Фактическую длину плоскости скалывания для второго «зуба» можно определить по формуле (108)

$$l''_{ск} = l'_{ск} + \frac{b}{2 \sin \alpha} = 29 + \frac{26}{2 \cdot 0,592} = 50 \text{ см} > 37,7 \text{ см.}$$

Ослабленный врубками нижний пояс ригеля необходимо проверить на прочность по ослабленному сечению.

Действующее растягивающее усилие в первой панели нижнего пояса ригеля  $N_p = 16\,040 \text{ кг}$ .

Площадь сечения нетто за вычетом ослабления врубками основного элемента ригеля нижнего пояса сечением  $16 \times 22 \text{ см}$  без накладок

$$F_{нт} = 16 \cdot 22 - 120 = 232 \text{ см}^2,$$

## Спецификация потребных материалов на один ригель

Наименование элементов	Сечение в см	Длина в м	Количе- ство в шт.	Объем в м <sup>3</sup>	Вес в кг
Древесина					
Нижний пояс	16×22	6,0	2	0,42	212
	16×22	3,3	2	0,24	120
	5×22	1,5	4	0,07	33
Верхний пояс	16×22	6,10	2	0,43	216
	16×22	3,50	2	0,25	125
	5×22	0,60	6	0,04	20
Стойки	16×22	2,30	2	0,16	80
	12×16	2,4	2	0,09	45
	12×16	2,7	2	0,12	60
	12×16	3,0	1	0,08	40
	5×22	2,3	4	0,10	50
Итого					1326

Наименование элементов	Сечение <i>d</i> в мм	Длина в м	Количе- ство в шт.	Всего в пог. м	Вес 1 пог. м	Общий вес в кг
Металлоиз- делия						
Болты	18	0,6	2	1,2	2	2,4
	18	0,30	22	6,6	2	13,2
	18	0,40	14	5,6	2	11,2
	20	0,24	27	6,5	2,47	16,0
	20	0,23	3	8,2	2,47	20,5
	22	4,50	2	9,0	2,98	26,8
Итого						90

Наименование элементов	Толщина в мм	Размеры листа	Количе- ство в шт.	Всего в пог. м	Вес 1 пог. м	Общий вес в кг
Сталь поло- совая	13	22×140	4	—	—	125
	18	22×200	2	—	—	124
	18	20×70	2	—	—	39
	13	(фасон- ки)	2	—	—	12
Итого						300



где

$$F_{\text{осл}} = 120 \text{ см}^2.$$

Несущая способность сечения нетто нижнего пояса ригеля

$$R_p F_{\text{нт}} = 80 \cdot 232 = 28560 \text{ кг} > R_p = 16040 \text{ кг}.$$

Проверим на смятие поперек волокон прогон, на который опирается ригель на опоре.

Площадь опирания ригеля на прогон

$$F = 20 \cdot 36 = 720 \text{ см}^2.$$

Действующая сжимающая вертикальная сила на опоре

$$N_c = 11600 \text{ кг}.$$

Условие прочности

$$R_{\text{см}} = \frac{11600}{720} = 16,2 \text{ кг/см}^2 < [R_{\text{см}}] = 24 \text{ кг/см}^2.$$

Кроме того, опорная часть под нижним поясом ригеля усилена вторым прогоном сечением  $20 \times 20 \text{ см}$ , предназначенным для крепления стеновых щитов и оконных переплетов.

Общий вес ригеля  $1326 + 90 + 300 = 1716 \text{ кг}$ .

На  $1 \text{ м}^2$  покрытия

$$q_p = \frac{1716}{18,6} = 16 \text{ кг},$$

что соответствует принятому весу ориентировочно.

## 5. РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

Расчет поперечной рамы производится на воздействие нагрузок: постоянной (вес покрытия, прогонов и ригеля); временной от снега для III района  $p_c^H = 100 \text{ кг/м}^2$  горизонтальной проекции; от ветра для географического района скоростной напор на высоте над поверхностью земли до  $10 \text{ м}$   $q_0 = 27 \text{ кг/м}^2$  от мостового крана грузоподъемностью  $5 \text{ Т}$ .

Поправочный коэффициент на возрастание скоростного напора ветра для высоты от  $10$  до  $13 \text{ м}$  определяем по интерполяции  $k = 1,10$ .

Аэродинамические коэффициенты для вертикальных поверхностей наружных стен и фонаря: с наветренной стороны  $k_1 = +0,8$ ; с заветренной —  $k_2 = -0,6$  (СНиП II = А. 11-62, п. 6. 1, табл. 9, 10 и 11). Расчетные данные: расчетные сопротивления для дерева: на сжатие  $R_c = 130 \text{ кг/см}^2$ , на скалывание  $R_{\text{ск}} = 24 \text{ кг/см}^2$ , коэффициенты перегрузки: для постоянной нагрузки  $n = 1,1$ , для временной нагрузки и снега  $n = 1,4$ , для утеплителя и нагрузки от ветра  $n = 1,2$ . Подсчет нагрузок:

постоянная расчетная нагрузка  $q = 72 \text{ кг/м}^2$ ;

собственный вес ригеля на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной проекции с учетом коэффициента перегрузки определяем по формуле (37) собственный вес стоек.

$$q_{\text{риг}} = \frac{62 + 100}{\frac{1000}{5 \cdot 18} - 1} 1,1 = 18 \text{ кг};$$

Конструкция стоек состоит из четырех бревенчатых стоек из бревен  $d_{\text{бр}} = 22 \text{ см}$  в подкрановой части и из двух бревен — в надкрановой. Бревна соединены между собой толстыми досками, представляющими собой решетку в стойке.

Собственный вес стойки и прогонов, соединяющих стойки из бревен,  $d_{\text{бр}} = 20 \text{ см}$ , опиленных на два канта, определяем отдельно:

для надкрановой части от отметки 6,60 до отметки 9,00 ( $h_{\text{в}} = 2,4 \text{ м}$ )

$$g_1 = \left( \frac{2\pi d^2}{4} + 2 \frac{\pi d^2 B}{4h_{\text{в}}} \right) \gamma n k =$$

$$= \left( 2 \frac{3,14 \cdot 0,22^2}{4} + 2 \frac{3,14 \cdot 0,20^2 \cdot 6}{4 \cdot 2,40} \right) 500 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 140 \text{ кг},$$

где  $B$  — шаг между поперечными рамами, равный 6 м;

$n$  — коэффициент перегрузки, равный 1,1;

$k$  — коэффициент, учитывающий вес металлических частей, равный 1,1;

$\gamma$  — объемный вес лесоматериала, равный 500 кг/м<sup>3</sup> для подкрановой части

$$g_2 = \left( 4 \frac{\pi d^2}{4} + 3 \frac{\pi d^2 B}{4h_{\text{в}}} \right) \gamma n k k' =$$

$$= \left( 4 \frac{3,14 \cdot 0,22^2}{4} + 3 \frac{3,14 \cdot 0,20^2 \cdot 6}{4 \cdot 6,60} \right) 500 \cdot 1,1 \cdot 1,1 \times 1,2 = 172 \text{ кг},$$

где  $k'$  — коэффициент, учитывающий вес металлических частей, равный 1,2.

Таблица 48

Нагрузки от веса стены и остекления в кг/м<sup>2</sup>

Виды нагрузок	Нормативная	Коэффициент перегрузки	Расчетная
Стеновые щиты, состоящие из двух слоев досок толщиной 25 мм и прессованной стружки слоем толщиной 7 см. Вся толщина щита 12 см . . . . .	38	1,1	42
Остекление с переплетами . . . . .	16	1,1	18

## Расчетные вертикальные нагрузки на стойку

кг

В надкрановой части (левая ветвь):	
вес остекления с переплетами за вычетом простенков (отметки 7,40—8,70)	18 · 1,3 · 4 . . . . . 94
вес стены (отметки 7,40—11,0)	42[(11,00—7,40)6—1,3 · 4] . . . . . 689
вес стойки	140 · 2,40 . . . . . 336
вес покрытия при грузовой площади	
72 · 54 $\left( F = 6 \frac{18}{2} = 54 \text{ м}^2 \right)$	. . . . . 3888
вес ригеля	18 · 54 . . . . . 972
<hr/>	
Итого $N_1 = 5979$	

Снеговая нагрузка $p_c = 140 \cdot 54$	. . . . . 7560
В подкрановой части:	
нагрузка от надкрановой части	. . . . . 5979
вес остекления с переплетами	18 · 3,6 · 4 . . . . . 259
» стены	42 (7,40 · 6—3,6 · 4) . . . . . 1260
» стоек с решеткой	172 · 6,60 · 0,5 . . . . . 567
<hr/>	
Итого $N_2 = 8065$	

Нагрузка на подкрановую ветвь (правая ветвь) состоит из веса двух стоек из бревен  $d_{бр} = 22$  см с решеткой, веса подкрановой балки и рельса:

кг	
вес двух стоек с решеткой	172 · 6,60 · 0,5 . . . . . 567
нагрузка от подкрановой балки шпренгельного типа, принимаемая ориентировочно,	80 · 6 . . . . . 480
вес подкранового рельса	70 · 6 . . . . . 420
<hr/>	
Итого $N_3 = 1467$	

### Нагрузка от мостового крана

При кране грузоподъемностью  $Q = 5$  Т опорное давление одного колеса  $P = 8,2$  Т.

Расчетное максимальное давление одного колеса с учетом коэффициента перегрузки

$$P_{\max} = 8,2 \cdot 1,3 = 10,66 \text{ т.}$$

Вес тележки определяем по формуле

$$G = 0,3 \overset{p}{Q} = 0,3 \cdot 8,2 = 2,46 \text{ т.}$$

Расчетную нагрузку от двух сближенных кранов получим по линиям влияния опорной реакции подкрановой балки, где

линия влияния имеет максимальную ординату, равную (рис. 86),

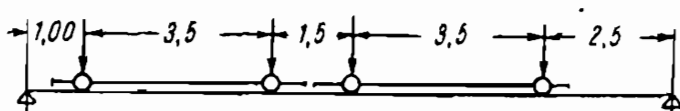
$$D_{\max} = P_{\max} \Sigma y = \left(1 + \frac{2,5}{6} + \frac{4,5}{6} + \frac{1}{6}\right) \cdot 10,66 = 24,88 \text{ м.}$$

Округляя, принимаем  $D_{\max} = 25 \text{ м}$ .

$$D_{\min} = P_{\min} \Sigma y = \left(1 + \frac{2,5}{6} + \frac{4,5}{6} + \frac{1}{6}\right) \cdot 4,3 = 10 \text{ м,}$$

где  $\Sigma y$  — сумма ординат линии влияния давления колеса крана;  
 $P_{\min}$  — расчетное минимальное давление одного колеса крана:

$$P_{\min} = \left(\frac{5 + 18}{2} - 8,2\right) \times \\ \times 1,3 = 4,3 \text{ м.}$$



Расчетную тормозную силу от крана определим по формуле

$$T = 0,05(Q + G)n = \\ = 0,05(5 + 2,4)1,3 = 0,48 \text{ м.}$$

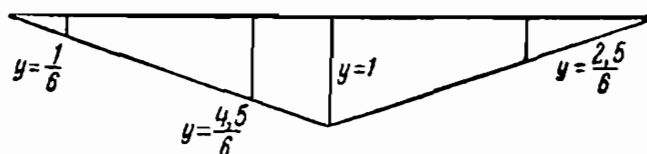


Рис. 86. График линий влияния опорной реакции от крановой нагрузки.

Нагрузка от ветра на  $1 \text{ м}^2$  вертикальной поверхности (рис. 87):

для стены на высоте  $10 \text{ м}$

$$g_1 = k_1 q_0 n = 0,8 \cdot 27 \cdot 1,2 = 26 \text{ кг};$$

$$g_2 = k_2 q_0 n = -0,6 \cdot 27 \cdot 1,2 = -20 \text{ кг};$$

для стены на высоте выше  $10 \text{ м}$  с коэффициентом  $\kappa = 1,10$

$$g_3 = k_1 q_0 n \kappa = 0,8 \cdot 27 \cdot 1,2 \cdot 1,1 = 29 \text{ кг};$$

$$g_4 = k_2 q_0 n \kappa = -0,6 \cdot 27 \cdot 1,2 \cdot 1,1 = -22 \text{ кг}.$$

Равномерно распределенная нагрузка от ветра на стойку поперечной рамы с наветренной стороны

$$q_1 = 26 \cdot 6 = 156 \text{ кг/м.}$$

То же, с заветренной стороны

$$q_2 = 20 \cdot 6 = 120 \text{ кг/м.}$$

Сосредоточенная нагрузка от ветра на поперечную раму на уровне нижнего пояса ригеля с наветренной стороны

$$W_1 = (26 \cdot 1 + 29 \cdot 2,3) \cdot 6 = 556 \text{ кг}.$$

То же, с заветренной стороны

$$W_2 = (20 \cdot 1 + 22 \cdot 2,3) \cdot 6 = 424 \text{ кг}.$$

### а) Основные размеры рамы

Расчетный пролет рамы  $L=18$  м. Стойки рамы, состоящие из четырех бревен в подкрановой части, имеют размеры в осях: по ширине  $h_0=75$  см, в поперечном направлении  $b=30$  см. Высота подкрановой части стойки  $h_n=6,60$  м. Высота надкрановой части стойки  $h_c=2,40$  м. Принятая ширина стойки  $h_0=75$  см составляет около  $\frac{1}{9}h = \frac{75}{600}$ .

За абсолютную отметку  $\pm 0,00$  принята поверхность фундамента под стойку. Фундамент возвышается над полом на 10 см.

Ось подкрановой балки совмещается с осью подкрановой ветви стойки. Расстояние между ветвями стоек в осях  $\lambda=h_0=$

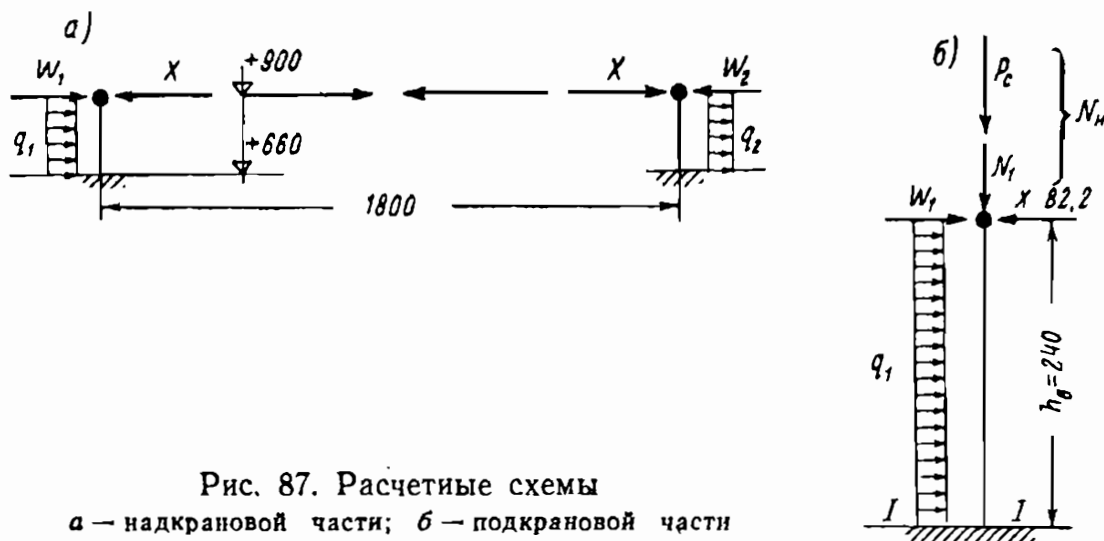


Рис. 87. Расчетные схемы

а — надкрановой части; б — подкрановой части

$= 75$  см, что больше  $B_1 + \frac{d}{2} + 6 = 20 + \frac{22}{2} + 6 = 37$  см (ГОСТ 3332—54) для кранов грузоподъемностью 5 Т. Пролет крана

$$l_{кр} = L - 2h_0 = 18 - 2 \cdot 0,75 = 16,5 \text{ м.}$$

Расстояние от пола цеха до головки подкранового рельса составляет  $h_1=7,10$  м. Расстояние от уровня головки подкранового рельса до низа ригеля рамы

$$h_2 = (A + 10) + 25 = 165 + 10 + 25 = 200 \text{ см} = 2 \text{ м,}$$

где  $A = 165$  см (принято по ГОСТ 3332—54) плюс 10 см;

25 — размер, учитывающий выступающие вниз элементы нижнего пояса ригеля и возможный прогиб ригеля.

Полная высота цеха от уровня пола до нижнего пояса ригеля

$$h = h_1 + h_2 = 7,10 + 2,00 = 9,10 \text{ м.}$$

Верхний пояс подкрановой балки шпренгельного типа проектируем по аналогии с существующими балками под кран грузоподъемностью 5 Т из бревен  $d=20$  см и укладываем его на подкрановую ветвь стойки. По верхнему поясу подкрановой

балки укладываем подкладку под рельс толщиной 10 см, а на подкладку — рельс из квадратной стали 10×10 см.

Высота ригеля (фермы) посередине пролета составляет

$$h_p = L \frac{1}{6} = \frac{18}{6} = 3 \text{ м,}$$

а на опоре при уклоне верхнего пояса

$$i = 0,10 \rightarrow h'_p = 2 \text{ м.}$$

#### б) Статический расчет поперечной рамы

Принятая поперечная рама представляет собой статически неопределимую систему, в которой под действием горизонтальной нагрузки от ветра происходит горизонтальное перемещение ригеля рамы.

Для расчета такой рамы разбиваем ее по высоте на две части:

верхнюю надкрановую часть с жестко заземленными стойками на отметке 6,60 м, расчетная схема которой представляет собой двухшарнирную однажды статически неопределимую раму; за лишнюю неизвестную можно принять продольное усилие  $X$  в ригеле рамы; нижнюю подкрановую часть, расчетная схема которой представляет собой статически определимую раму.

#### в) Расчет надкрановой части стойки

Определяем неизвестное усилие  $X$  от действующих на узел нагрузок:

от равномерно распределенной нагрузки от ветра на стойку — по формуле (96)

$$X'_B = \frac{3}{16} h_c (-q_1 + q_2) = \frac{3}{16} \cdot 2,40 (-156 + 120) = -16,2 \text{ кГ;}$$

от сосредоточенных нагрузок от ветра на уровне ригеля — по формуле (97)

$$X'_B = -\frac{556 - 424}{2} = -66 \text{ кГ;}$$

суммируя, получим:

$$X = -(16,2 + 66) = -82,2 \text{ кГ.}$$

Расчетный изгибающий момент от усилия  $X$  в сечении I—I определяем по формуле (98)

$$\begin{aligned} M_1 &= \left( W_1 h_B + X h_B + \frac{q_1 h_B^2}{2} \right) 0,9 = \\ &= \left( 556 \cdot 2,4 - 82,2 \cdot 2,4 + \frac{156 \cdot 2,4^2}{2} \right) 0,9 = 1427,8 \text{ кГ} \cdot \text{м,} \end{aligned}$$

где 0,9 — коэффициент, учитывающий дополнительное сочетание нагрузок, на который умножаются величины всех нагрузок, кроме собственного веса.

Расчетная поперечная сила в сечении I—I

$$Q_1 = W_1 + q_1 h_b - X = 556 + 156 \cdot 2,4 - 82,2 \approx 848 \text{ кг}.$$

Расчетная продольная сила в надкрановой ветви

$$N_H = N_1 + P_c = 5979 + 7560 \cdot 0,9 = 12783 \text{ кг}.$$

Переходим к подбору сечений левой надкрановой ветви, стойки. Ветвь состоит из двух бревен  $d_{бр} = 22 \text{ см}$  (рис. 88).

Расчетный изгибающий момент в сечении I—I  $M_1 = 1427,8 \text{ кг} \cdot \text{м}$ . Продольное усилие  $N_H = 12783 \text{ кг}$ .

Момент сопротивления одного бревна по приложению 4

$$W = 0,0982 \cdot d_{бр}^3 = 0,0982 \cdot 22^3 = 1050 \text{ см}^3.$$

Площадь поперечного сечения одного бревна с учетом ослабления болтами  $d_б = 1,8 \text{ см}$ .

$$F_{нт} = 0,785 d_{бр}^2 - e_{отв} d_б = 0,785 \cdot 22^2 - 22 \cdot 1,8 = 340 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения одного бревна без учета ослабления болтами

$$F_{бр} = 0,785 d_{бр}^2 = 0,785 \cdot 22^2 = 380 \text{ см}^2.$$

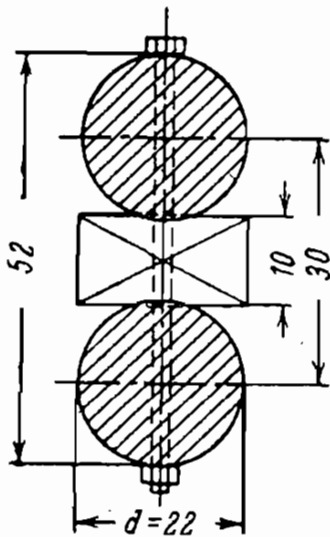


Рис. 88. Сечение верхней надкрановой ветви

Расчетная длина верхней надкрановой части стойки

$$l_{расч} = 2h_b = 2 \cdot 2,40 = 4,8 \text{ м}.$$

Момент инерции круглого сечения определяем по приложению 4

$$I_{x'} = 0,0491 d_{бр}^4 = 0,0491 \cdot 22^4 = 11580 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции

$$r_{x'} = \sqrt{\frac{2I_{x'}}{2F_{бр}}} = \frac{d_{бр}}{4} = \frac{22}{4} = 5,50 \text{ см}.$$

Гибкость верхней части стойки

$$\lambda_{x'} = \frac{l_{расч}}{r_{x'}} = \frac{480}{5,50} = 87.$$

Определяем коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы  $N_H$  при деформации стойки, по формуле (21)

$$\xi = 1 - \frac{\lambda_{x'}^2 N_H}{3100 F_{бр} R_c} = 1 - \frac{87^2 \cdot 12783}{3100 \cdot 2 \cdot 380 \cdot 130} = 0,685.$$

Условие устойчивости определяем по формуле (89)

$$R_c = \frac{N_H}{2F_{HT}} + \frac{M_1}{2W\xi} = \frac{12783}{2 \cdot 340} + \frac{142780}{2 \cdot 1050 \cdot 0,685} =$$

$$= 117,8 \text{ кг/см}^2 < [R_c] = 130 \text{ кг/см}^2.$$

г) Расчет подкрановой части стойки

Расчетная схема нижней подкрановой части стойки представлена на рис. 89.

Расчетный изгибающий момент в сечении II—II

$$M_2 = M_1 + \left[ (Q_1 + T) h_H + \frac{q_1 h_H^2}{2} \right] 0,9 =$$

$$= 1427,8 + \left[ (848 + 480) 6,60 + \frac{156 \cdot 6,60^2}{2} \right] 0,9 = 12373,8 \text{ кг} \cdot \text{м},$$

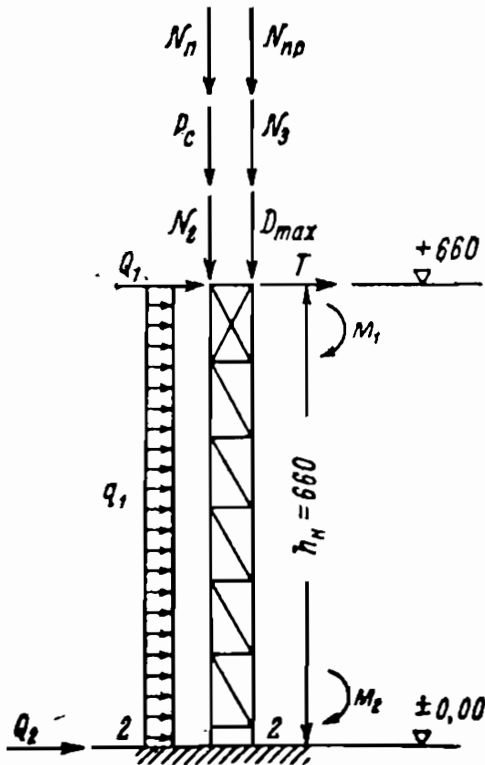


Рис. 89. Расчетная схема подкрановой части стойки рамы

где  $Q_1$  — расчетная поперечная сила в сечении I—I, равная 848 кг.

Расчетную поперечную силу в сечении II—II определяем по формуле

$$Q_2 = (Q_1 + q_1 h_H + T) 0,9 = (848 +$$

$$+ 156 \cdot 6,60 + 480) 0,9 = 2122 \text{ кг}.$$

Продольная сила в левой ветви

$$N_L = N_2 + p_c \cdot 0,9 =$$

$$= 8065 + 7560 \cdot 0,9 = 14869 \text{ кг}.$$

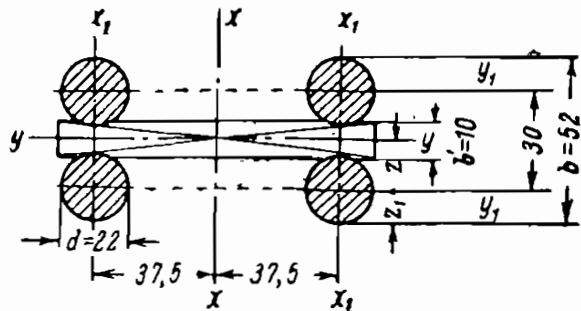


Рис. 90. Сечение нижней подкрановой части стойки

Продольная сила в правой подкрановой ветви

$$N_{пр} = N_3 + D_{max} 0,9 = 1467 + 25000 \cdot 0,9 = 23967 \text{ кг}.$$

Нижнюю подкрановую часть стойки рассчитываем на сжатие с изгибом в плоскости рамы.

Расчетная длина стойки  $l_{расч} = 2 h_H = 2 \cdot 6,60 = 13,20 \text{ м}$ . Принятое сечение нижней части стойки представлено на рис. 90.



Устойчивость правой ветви стойки должна удовлетворять условию (101)

$$R_c = \frac{N_{\text{пр}} + \frac{N_m}{\xi}}{F_{\text{нт}}} \leq [R_c],$$

где  $N_{\text{пр}}$  — усилие в правой ветви стойки от вертикальных нагрузок, равное 23967 кГ;

$N_m$  — продольное усилие сжатия от горизонтальных нагрузок (ветер и неизвестное усилие  $X$ ), вызывающих изгибающий момент  $M_2$  у основания стойки:

$$N_m = \frac{M_2}{h_0} = \frac{1237380}{75} = 16498 \text{ кГ};$$

$F_{\text{нт}}$  — площадь сечения нетто с учетом ослабления болтами  $d_b = 1,8 \text{ см}$ :

$$F_{\text{нт}} = 2 \cdot 380 - 2 \cdot 1,8 \cdot 22,2 = 602 \text{ см}^2;$$

$\xi$  — коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы при деформации элемента, определяемый по формуле (21) по приведенной гибкости.

Для определения этого коэффициента найдем предварительно приведенную гибкость всего стержня относительно оси  $x$  по формуле (33)

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{(\mu_x \lambda_x)^2 + \lambda_1^2}.$$

Гибкость отдельной ветви стержня с решеткой при изгибе в плоскости решетки принимается  $\lambda_1 = 0$ .

Тогда приведенная гибкость

$$\lambda_{\text{пр}} = \mu_x \lambda_x.$$

Для определения приведенной гибкости вычисляем значения величин, входящих в формулу. Момент инерции всего сечения относительно оси  $x$

$$I_x = 2 \left[ I_0 + F \left( \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] =$$

$$= 2 (2 \cdot 0,0491 \cdot 22^4 + 2 \cdot 380 \cdot 37,5^2) = 2 \ 189 \ 600 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{4F_{\text{бр}}}} = \sqrt{\frac{2 \ 189 \ 600}{4 \cdot 300}} = 38 \text{ см}.$$

Гибкость стойки

$$\lambda_x = \frac{l_{\text{расч}}}{r_x} = \frac{1320}{38} = 34,74.$$

где  $l_{\text{расч}} = 2 \cdot h_n = 2 \cdot 6,60 = 13,20 \text{ м}$ .

Гибкость одной ветви при расчетной ее длине между узлами

$$l = \frac{660 - 39}{6} \approx 105 \text{ см};$$

$$\lambda_1 = \frac{l}{r_1} = \frac{105}{5,50} \approx 20 < 75,$$

где  $r_1 = r_x = 5,50 \text{ см}$ .

Коэффициент продольного изгиба определяем по формуле (15)

$$\varphi_1 = 1 - 0,8 \left( \frac{20}{100} \right)^2 = 0,97.$$

Коэффициент приведения гибкости определяем по формуле (34)

$$\mu_x = \sqrt{1 + k_c \frac{b h n_{ш}}{l_0^2 n_c}} = \sqrt{1 + 0,12 \frac{52 \cdot 97 \cdot 2}{13,2^2 \cdot 7,3}} = 1,4,$$

где  $b = 52$ ;

$$h = h_0 + d_6 = 75 + 22 = 97 \text{ см};$$

$$l_0 = l_{расч} = 13,2 \text{ м (в м)};$$

$n_{ш}$  — количество рабочих швов, равное 2;

$n_c$  — количество срезов на 1 пог. м ветви при четырех двухсрезных болтах в каждом узле и расстоянии между узлами  $l = 105 \text{ см}$ ;

$$n_c = \frac{2 \cdot 4}{1,05} = 7,3;$$

$k_c$  — коэффициент податливости соединений при

$$d_6 = 1,8 \text{ см} < \frac{1}{7} d_{6р} = \frac{1}{7} \cdot 22 = 3;$$

$$k_c = \frac{1}{2,5 d_6^2} = \frac{1}{2,5 \cdot 1,8^2} = 0,12.$$

Таким образом, подставляя найденные величины в формулу приведенной гибкости, получим:

$$\lambda_{пр} = 1,4 \cdot 34,74 = 48,5 < 75.$$

Значение коэффициента  $\xi$  находим по формуле (21)

$$\xi = 1 - \frac{\lambda_{пр}^2 (N_{пр} + N_n)}{3100 F_{пр} R_c} = 1 - \frac{48,5^2 (23967 + 14869)}{3100 \cdot 4 \cdot 380 \cdot 130} = 0,85.$$

Подставляя найденные значения величин в условие устойчивости, найдем по формуле (101)

$$R_c = \frac{N_{\text{пр}} + \frac{N_m}{\xi}}{F_{\text{нт}}} = \frac{23\,967 + \frac{16\,498}{0,85}}{602} = 71,5 \text{ кГ/см}^2 < [R_c] = 130 \text{ кГ/см}^2.$$

Для проверки устойчивости отдельной ветви стойки, состоящей из двух бревен, находим коэффициент продольного изгиба по формуле (15)

$$\varphi_1 = 1 - 0,8 \left( \frac{20}{100} \right)^2 = 0,97.$$

Проверку устойчивости производим по формуле (103)

$$R_c = \frac{N_{\text{пр}} + \frac{N_m}{\xi}}{F_{\text{бр}} \varphi_1} < [R_c];$$

$$R_c = \frac{23\,967 + \frac{16\,498}{0,85}}{2 \cdot 380 \cdot 0,97} = 59 \text{ кГ/см}^2 < [R_c] = 130 \text{ кГ/см}^2.$$

Устойчивость подкрановой ветви из плоскости рамы проверяем по аналогии с левой ветвью на центральное сжатие в сечении опасной зоны, отстоящей на расстоянии  $\frac{1}{4} h_{\text{н}}$  от заделки, по формуле (102)

$$R_c = \frac{N'_{\text{пр}} + \frac{M'}{h_0}}{F_{\text{бр}} \varphi_{\text{II}}} \leq [R_c],$$

где  $N'_{\text{пр}} = N_{\text{пр}}$  — продольное усилие от крана и подкрановой балки с рельсом, равное 23 967 кГ;

$M'$  — расчетный изгибающий момент на высоте

$$\frac{1}{4} h_{\text{н}} = \frac{1}{4} \cdot 6,60 = 1,65 \text{ м от заделки:}$$

$$M' = M_1 + \left[ (Q_1 + T) 0,75 h_{\text{н}} + \frac{q_1 (0,75 \cdot 6,60)^2}{2} \right] \times 0,9 = 1427,8 +$$

$$+ \left[ (848 + 480) 0,75 \cdot 6,60 + \frac{156 (0,75 \times 6,60)^2}{2} \right] 0,9 = 9064 \text{ кГ} \cdot \text{м}.$$

Для определения коэффициента продольного изгиба  $\varphi_{\text{II}}$  найдем коэффициент приведения гибкости по формуле (34)

$$M_y = \sqrt{1 + k_c \frac{b h_{\text{н}}}{l_0^2 n_c}} = \sqrt{1 + 0,12 \times \frac{22 \cdot 52 \cdot 2}{6,60^2 \cdot 3,65}} = 1,64,$$

где  $\kappa_c = 0,12$ ;

$$\begin{aligned}b &= d_{\text{бр}} = 22 \text{ см}; \\h &= 22 \cdot 2 + 8 = 52 \text{ см}; \\n_{\text{ш}} &= 2; \\l_0 &= l_{\text{расч}} = 6,60 \text{ м}; \\n_c &= \frac{7,3}{2} = 3,65\end{aligned}$$

среза на 1 пог. м ветви при двухсредних болтах.

Момент инерции всего сечения относительно оси  $y$

$$I_y = 2(I_0 + Fz^2) = 2(0,0491 \cdot 22^4 + 380 \times 15^2) = 194\,160 \text{ см}^4,$$

где 
$$z = \frac{b}{2} + z_1 = \frac{10-2}{2} + \frac{d_{\text{бр}}}{2} = 4 + 11 = 15 \text{ см}.$$

Радиус инерции определяем по формуле (18)

$$r_y = \sqrt{\frac{194\,160}{2 \cdot 380}} = 16 \text{ см}.$$

Гибкость всего сечения определяем по формуле (17)

$$\lambda_y = \frac{660}{16} = 41,2.$$

Гибкость одной ветви

$$\lambda'_y = \frac{l_{\text{ст}}}{r_{y'}} = \frac{105}{5,5} \approx 20,$$

где  $r_{y'} = 0,25d_{\text{бр}} = 0,25 \cdot 22 = 5,5 \text{ см}.$

Приведенная гибкость

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{(\mu_y \lambda_y)^2 + (\lambda'_y)^2} = \sqrt{(1,64 \cdot 41,2)^2 + 20^2} = 70,5 < 75.$$

Коэффициент продольного изгиба определяем по формуле (15)

$$\varphi_y = 1 - 0,8 \left( \frac{70,5}{100} \right)^2 = 0,5.$$

Подставляя найденные значения в формулу устойчивости, получим

$$\begin{aligned}R_c &= \frac{N'_{\text{пр}} + \frac{M'}{l_0}}{F_{\text{бр}} \varphi_y} = \frac{23967 + \frac{906\,400}{0,75}}{2 \cdot 380 \cdot 0,5} = \\&= 94,6 \text{ кг/см}^2 < [R_c] = 130 \text{ кг/см}^2.\end{aligned}$$

Расчет элементов соединительной решетки производится по наибольшему значению поперечной силы.

Наибольшая поперечная сила в сечении II—II  $Q_2 = 2122$  кг.  
Действующее усилие в стойке решетки определяем по формуле

$$N_{ст} = \frac{Q_2}{\xi} = \frac{2122}{0,85} = 2496 \text{ кг.}$$

Раскос ставим под углом

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{75}{100} = 0,682,$$

$$\alpha = 34^\circ 18'; \quad \cos \alpha = 0,822.$$

Усилие в раскосе решетки

$$N_{расч} = \frac{Q_2}{\cos \alpha \xi} = \frac{2122}{0,822 \cdot 0,85} = 2867 \text{ кг} > N_{ст} = 2496 \text{ кг.}$$

Расчетная длина раскоса

$$l_{расч} = \frac{105}{\cos \alpha} = \frac{105}{0,822} = 1,32 \text{ м.}$$

Проектируем решетки из досок сечением  $10 \times 18$  см;  
 $F_{бр} = 180 \text{ см}^2$ .

Определяем гибкость раскоса по формуле (17)

$$\lambda_{расч} = \frac{l_{расч}}{0,289 \cdot 10} = \frac{132}{2,89} = 46 < 75.$$

Коэффициент продольного изгиба определяем по формуле (15)

$$\varphi = 1 - 0,8 \left( \frac{46}{100} \right)^2 = 0,79.$$

Условие устойчивости раскоса определяем по формуле (14)

$$R_c = \frac{2867}{180 \cdot 0,79} = 20,3 \text{ кг/см}^2 < [R_c] = 130 \text{ кг/см}^2.$$

Крепление решетки осуществляем болтами  $d_b = 1,8$  см. Несущую способность болта на один срез определяем по формуле

$$T_{II} = 50cd_b = 50 \cdot 10 \cdot 1,8 = 900 \text{ кг.}$$

Необходимое количество двухсрезных болтов для крепления решетки определяем по формуле (60)

$$n_b = \frac{2867}{2 \cdot 900} = 1,6 \text{ болта.}$$

Принимаем 2 болта.

д) Расчет анкерного крепления стойки к фундаменту  
Расчет анкерных креплений производим на воздействие усилий в ветви стойки от постоянной вертикальной нагрузки

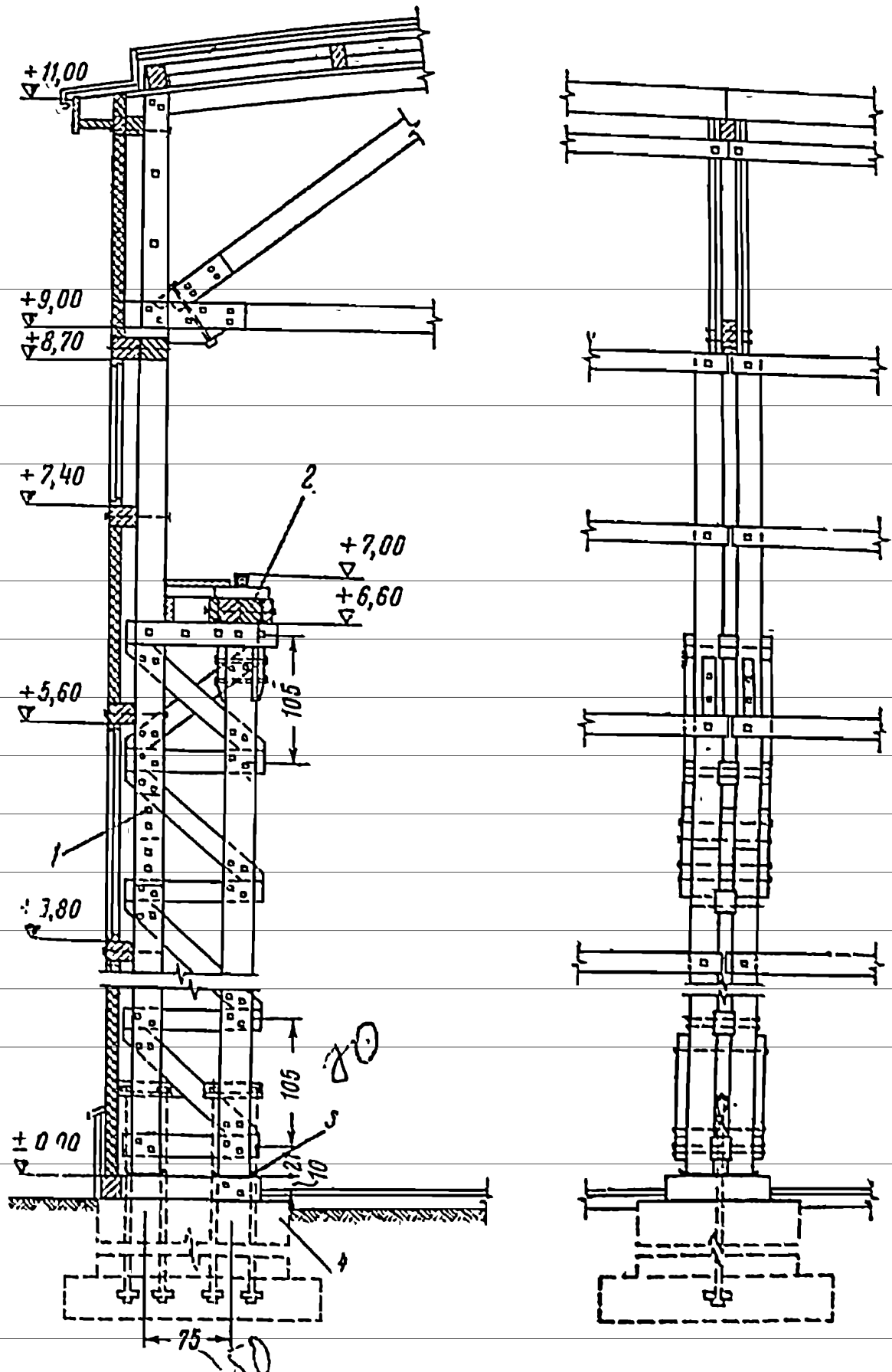


Рис. 91. Конструкция решетчатой стойки

1 — стык; 2 — подкрановая балка; 3 — изоляция; 4 — фундамент

(собственный вес здания) и горизонтальных нагрузок (ветер, торможение крана), максимальная величина которых

$$N_p = -N_2 + \frac{M_2}{h_{0,5}} = -8065 + \frac{12373,8}{0,75 \cdot 0,85} = 11267 \text{ кг}.$$

Анкерные крепления осуществляем на четырех болтах  $d_b = 27 \text{ мм}$  (по два болта на одну ветвь), заделанных нижним концом в бетонный фундамент, а верхние концы пропускаются через отверстия в шайбы из уголков профиля  $100 \times 100 \times 10 \text{ мм}$  и закрепляются гайками. Отрезки уголков длиной  $l = 28 \text{ см}$  укладываются на деревянные прокладки из досок  $10 \times 20 \text{ см}$ ,

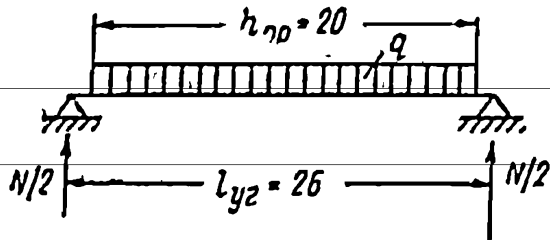


Рис. 92. Расчетная схема шайбы

прикрепленных к ветвям стойки болтами  $d_b = 1,8 \text{ см}$  в количестве двух болтов на одну прокладку. Расчет болтов не производим, так как прокладка своим нижним концом опирается на поперечину решетки (рис. 91).

Несущую способность двух анкерных болтов  $d_b = 27 \text{ мм}$  из стали марки СТ-3 с расчетным сопротивлением  $R_a = 2100 \text{ кг/см}^2$  определяем по формуле

$$N_b = m_p R_a F_{нт} = 0,65 \cdot 2100 \cdot 4,18 \cdot 2 = 11411 \text{ кг} > N_p = 11267 \text{ кг},$$

где  $m_p$  — коэффициент условий работы анкерных болтов, работающих на растяжение, равный 0,65;

$F_{нт}$  — площадь сечения одного болта  $d_b = 27 \text{ мм}$ , ослабленного нарезкой, равная  $4,18 \text{ см}^2$ .

Проверим прочность уголка (шайбы) на изгиб. Расчетный пролет уголков (рис. 92)

$$l_{yg} = h_{пр} + 2d_a = 20 + 5,4 = 25,4 \approx 26 \text{ см}$$

Расчетный изгибающий момент

$$M = \frac{N_p}{4} \left( l_{yg} - \frac{h_{пр}}{2} \right) = \frac{11267}{4} \times \left( 26 - \frac{20}{2} \right) = 42255 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Для уголков  $100 \times 100 \times 10 \text{ мм}$  по сортаменту имеем: момент инерции

$$I_x = 179 \text{ см}^4;$$

радиус инерции  $r_x = 2,83 \text{ см};$

момент сопротивления

$$W = \frac{I_x}{b_{уг} - r_x} = \frac{179}{10 - 2,83} = 25 \text{ см}^3.$$

Прочность уголка определяем по формуле (47)

$$R_a = \frac{42 \cdot 255}{25} = 1289 \text{ кг/см}^2 < [R_a] = 2100 \text{ кг/см}^2.$$

е) Расчет стыка ветви стойки

По конструктивным соображениям стык в левой ветви устраиваем на высоте 5 м от верха фундамента.

Изгибающий момент в стойке на этой высоте

$$M_{ст} = M_1 + \left[ (Q_1 + T) 1,4 + \frac{q_1 \cdot 1,4^2}{2} \right] 0,9 =$$

$$= 1427,8 + \left[ (848 + 480) 1,4 + \frac{156 \cdot 1,4^2}{2} \right] 0,9 = 3238,6 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Таблица 49

Спецификация материалов

Наименование элементов	Сечение в см	Длина в м	Количество в шт.	Объем в м <sup>3</sup>	Вес в кг
<b>Древесина</b>					
Стойки из бревен . . . {	$d = 22$	9,9	2	0,68	344
	$d = 22$	6,6	2	0,5	250
Решетка из досок:					
стойки . . . . .	10×18	1,0	13	0,23	118
раскосы . . . . .	10×18	1,33	10	0,24	120
прокладки . . . . .	10×20	1,00	2	0,04	20
Итого . . . . .					852
<b>Металлоизделия</b>					
Болты . . . . . {	$d_b = 18 \text{ мм}$	0,6	60	—	72
	$d_b = 18 \text{ »}$	0,4	4	—	3
Итого . . . . .					75
Общий вес стойки . . .					927

Общий вес рамы (ригеля и стойки):

деревянные элементы . . . . .  $1326 + 852 \cdot 2 = 3030 \text{ кг}$   
 металлоизделия . . . . .  $90 + 300 + 75 \cdot 2 = 540 \text{ »}$

Итого 3570 кг



Усилие от момента в стойке

$$N_2 = \frac{M_{ст}}{h_0} = \frac{3238,6}{0,75} = 4315 \text{ кг}.$$

Действующее усилие в стойке на этой высоте

$$N_{ст} = -N_1 + \frac{N_2}{\xi} = -5979 + \frac{4315}{0,85} = -903 \text{ кг}.$$

Отрицательное значение усилия  $N_{ст}$  свидетельствует о том, что в этом сечении стойка работает на сжатие. Стык ветви проектируем из конструктивных соображений простым упором бревен в торец с боковыми накладками на двух болтах  $d_6 = 1,8 \text{ см}$  с каждой стороны стыка.

Длина накладки  $l = 6s_1 = 6 \cdot 7d_6 = 6 \cdot 7 \cdot 1,8 = 75,6 \text{ см} \approx 80 \text{ см}$ .

Спецификация потребных материалов на одну стойку представлена в табл. 49.

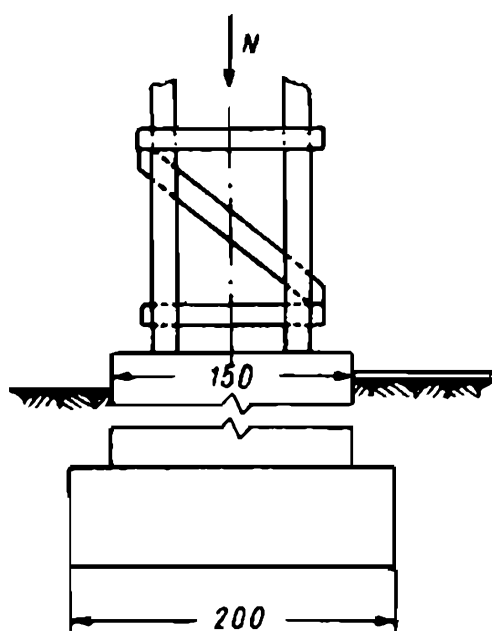


Рис. 93. Расчетная схема фундамента под стойку

## 6. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА ПОД СТОЙКУ

Фундамент проектируем из бетона марки 100.

Нагрузки, действующие на фундамент:

в левой ветви  $N_{л} = 14869 \text{ кг}$   
 » правой »  $N_{пр} = 23967 \text{ кг}$

$$N_m = \frac{12373,8}{0,75} = 16498 \text{ кг}$$

Итого  $N = 55334 \text{ кг}$

от изгибающего момента в сечении II--II  $M_2 = 12373,8 \text{ кг} \cdot \text{м}$

Ось стойки совмещаем с осью фундамента и рассчитываем фундамент на центрально приложенную нагрузку (рис. 93).

Принимая основание для фундамента с нормативным давлением на грунт  $R_{гр} = 2 \text{ кг/см}^2$ , определяем необходимую площадь фундамента

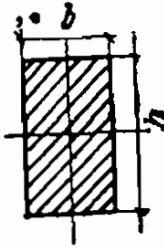
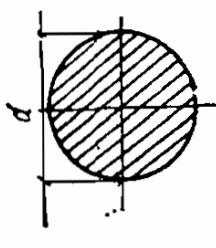
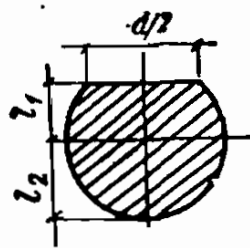
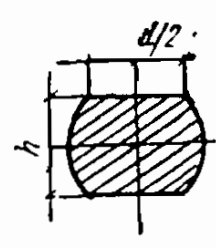
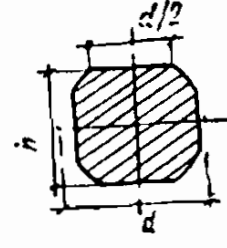
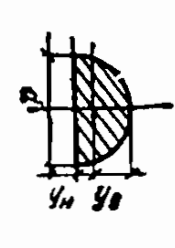
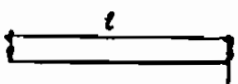
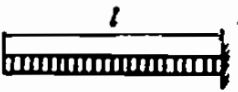
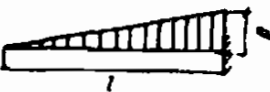
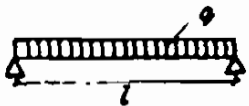
$$F_{\phi} = \frac{55334}{2} = 27667 \text{ см}^2.$$


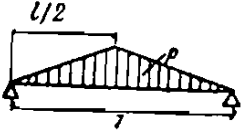
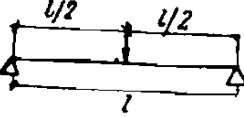
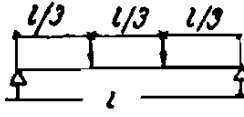
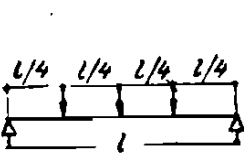
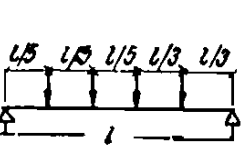
Принимаем фундамент прямоугольный с размерами сторон 150 и 200 см, площадью  $F = 30000 \text{ см}^2 > 27667 \text{ см}^2$ .

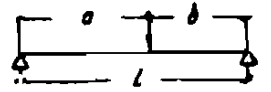
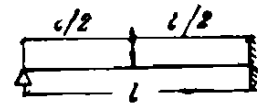

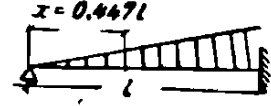
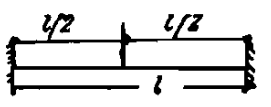
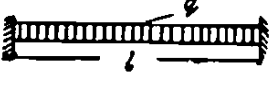
Глубина заложения фундамента обуславливается географическим положением местности,

Таблица коэффициентов ( $k$ ) к упрощенной формуле для определения прогибов прямоугольного сечения

$$f = \frac{k m R_H l^2}{h} \text{ и круглого сечения } f = k \frac{m R_H l^2}{d}$$

Расчетные схемы						
	Значения $k$ для хвойных пород дерева с модулем упругости $E = 100\,000 \text{ кг/см}^2$					
	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{13,4}$	$\frac{1}{13}$	$\frac{1}{13}$	$\frac{1}{6,36}$
	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{17,9}$	$\frac{1}{17,3}$	$\frac{1}{17,3}$	$\frac{1}{8,5}$
	$\frac{1}{25}$	$\frac{1}{25}$	$\frac{1}{22,9}$	$\frac{1}{21,6}$	$\frac{1}{21,6}$	$\frac{1}{10,6}$
	$\frac{1}{48}$	$\frac{1}{48}$	$\frac{1}{42,8}$	$\frac{1}{41,5}$	$\frac{1}{41,5}$	$\frac{1}{20,4}$

Расчетные схемы	Значения $k$ для хвойных пород дерева с модулем упругости $E = 100\,000 \text{ кг/см}^2$					
	$\frac{1}{48,4}$	$\frac{1}{48,4}$	$\frac{1}{43,8}$	$\frac{1}{42,5}$	$\frac{1}{42,5}$	$\frac{1}{21,7}$
	$\frac{1}{50}$	$\frac{1}{50}$	$\frac{1}{44,7}$	$\frac{1}{43,3}$	$\frac{1}{43,3}$	$\frac{1}{21,2}$
	$\frac{1}{60}$	$\frac{1}{60}$	$\frac{1}{53,6}$	$\frac{1}{52}$	$\frac{1}{52}$	$\frac{1}{25,4}$
	$\frac{1}{46,95}$	$\frac{1}{46,95}$	$\frac{1}{42}$	$\frac{1}{40,7}$	$\frac{1}{40,7}$	$\frac{1}{19,9}$
	$\frac{1}{50,52}$	$\frac{1}{50,52}$	$\frac{1}{45,3}$	$\frac{1}{43,8}$	$\frac{1}{43,8}$	$\frac{1}{21,4}$
	$\frac{1}{47,6}$	$\frac{1}{47,6}$	$\frac{1}{42}$	$\frac{1}{40,9}$	$\frac{1}{40,9}$	$\frac{1}{20}$

Расчетные схемы	Значения $k$ для хвойных пород дерева с модулем упругости $E = 100\,000 \text{ кг/см}^2$					
	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{13,4}$	$\frac{1}{13}$	$\frac{1}{13}$	$\frac{1}{6,36}$
	$\frac{1}{85,7}$	$\frac{1}{85,7}$	$\frac{1}{76,7}$	$\frac{1}{74,2}$	$\frac{1}{74,2}$	$\frac{1}{36,4}$
	$\frac{1}{65,7}$	$\frac{1}{65,7}$	$\frac{1}{58,2}$	$\frac{1}{56,3}$	$\frac{1}{56,3}$	$\frac{1}{27,5}$
	$\frac{1}{62,53}$	$\frac{1}{62,58}$	$\frac{1}{55,7}$	$\frac{1}{54,3}$	$\frac{1}{54,3}$	$\frac{1}{26,6}$
	$\frac{1}{120}$	$\frac{1}{120}$	$\frac{1}{120}$	$\frac{1}{104}$	$\frac{1}{104}$	$\frac{1}{51}$
	$\frac{1}{80}$	$\frac{1}{80}$	$\frac{1}{71,5}$	$\frac{1}{69,4}$	$\frac{1}{69,4}$	$\frac{1}{34}$

Примечание. Коэффициенты для балок, отесанных на один кант, и пластин выведены при наименьшем моменте инерции.

Порода древесины	Сжатие поперек волокон					
	радиальное			тангенциальное		
	a	b	c	a	b	c
1	2	3	4	5	6	7
Береза бородавчатая пушистая	—	—	—	—	—	—
»  даурская . . . . .	—	—	—	—	—	—
»  ребристая . . . . .	—	—	—	—	—	—
Бук восточный . . . . .	0,042	—3,27	97	0,055	—3,85	104
Граб кавказский . . . . .	0,042	—3,38	102	0,042	—3,27	96
»  обыкновенный . . . . .	—	—	—	—	—	—
Дуб . . . . .	—	—	—	—	—	—
Ель . . . . .	—	—	—	—	—	—
Кедр . . . . .	—	—	—	—	—	—
Клен . . . . .	—	—	—	—	—	—
Липа . . . . .	0,049	—3,43	92	0,055	—3,51	87
Лиственница . . . . .	0,039	—2,68	72	0,016	—2,78	95
Ольха черная . . . . .	0,049	—3,69	108	0,029	—2,14	60
Осина . . . . .	0,049	—3,35	90	0,029	—2,06	57
Пихта белая . . . . .	0,015	—1,12	32	0,005	—0,97	36
»  белокорая . . . . .	—	—	—	—	—	—
»  кавказская . . . . .	—	—	—	—	—	—
»  сибирская . . . . .	—	—	—	—	—	—
Сосна обыкновенная . . . . .	0,055	—3,51	87	0,003	—2,76	112
Тополь . . . . .	0,039	—2,68	73	0,032	—2,05	51
Ясень маньчжурский . . . . .	—	—	—	—	—	—
»  обыкновенный . . . . .	—	—	—	—	—	—

метров *a*, *b* и *c*

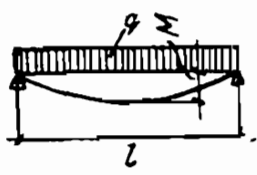
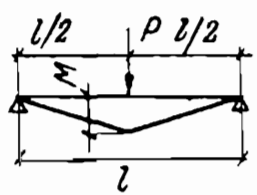
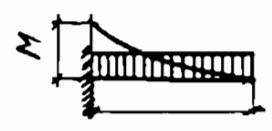
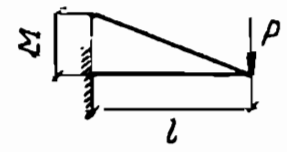
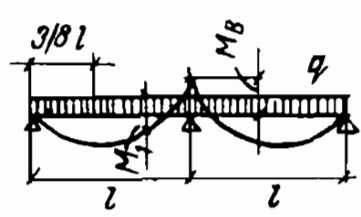
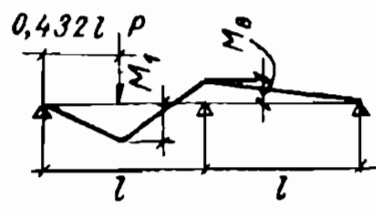
Местное сжатие поперек волокон						Растяжение поперек волокон					
радиальное			тангенциальное			радиальное			тангенциальное		
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,065	—5,15	153	0,065	—5,15	153	—	—	—	—	—	—
0,104	—6,95	180	0,088	—6,28	173	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,101	—6,16	154	0,062	—3,72	91	0,013	—1,10	77	0,00	—0,82	53
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,065	—5,15	153	0,062	—5,05	155	—	—	—	—	—	—
0,042	—3,28	97	0,007	—3,60	141	—	—	—	—	—	—
0,078	—5,25	136	0,049	—3,36	89	—0,075	1,15	76	—0,01	—0,96	65
0,055	—3,86	104	0,052	—3,31	82	—0,059	1,18	44	0,007	—0,69	44
0,029	—1,81	43	0,003	—1,34	52	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	0,029	0,59	30	0,013	—1,10	38
0,029	—2,15	60	0,023	—1,72	52	—0,036	0,64	32	0,00	—0,74	36
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,085	—5,33	139	0,101	—6,53	174	—0,010	—0,89	65	0,033	—2,39	81

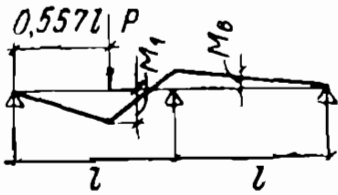
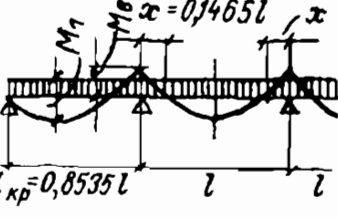
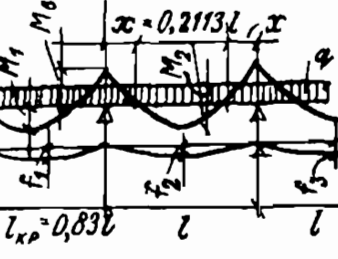
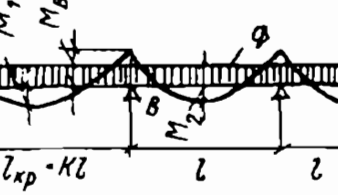
Порода древесины	Растяжение вдоль волокон			Сжатие вдоль волокон		
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
	20	21	22	23	24	25
1						
Береза бородавчатая пушистая	0,13	-28,66	2017	0,699	47,51	1060
» даурская . . . . .	—	—	—	0,683	43,87	973
» ребристая . . . . .	—	—	—	0,719	51,89	1173
Бук восточный . . . . .	0,111	-23,28	1620	0,731	47,82	1032
Граб кавказский . . . . .	—	—	—	—	—	—
» обыкновенный . . . . .	—	—	—	0,336	33,64	975
Дуб . . . . .	—	—	—	0,555	38,95	990
Ель . . . . .	—	—	—	0,366	25,31	720
Кедр . . . . .	—	—	—	0,567	37,49	806
Клен . . . . .	—	—	—	0,416	34,47	938
Липа . . . . .	0,078	-20,03	1446	0,389	27,24	691
Лиственница . . . . .	0,309	-3,20	1351	0,777	55,44	1227
Ольха черная . . . . .	-0,309	-3,20	1205	0,461	30,82	750
Осина . . . . .	0,101	-21,61	1507	0,251	22,53	686
Пихта белая . . . . .	—	—	—	0,274	24,87	693
» белокорая . . . . .	—	—	—	0,277	24,58	676
» кавказская . . . . .	-0,391	-1,44	1194	0,296	26,45	731
» сибирская . . . . .	-0,261	2,06	691	0,257	22,55	616
Сосна обыкновенная . . . . .	-0,349	1,13	1080	0,683	44,61	943
Тополь . . . . .	0,072	-15,57	1090	0,253	22,06	603
Ясень маньчжурский . . . . .	0,017	-25,15	1890	0,984	55,00	1063
» обыкновенный . . . . .	0,13	-25,51	1784	1,145	63,90	1232

Стагический изгиб			Скалывание вдоль волокон					
			радиальное			тангенциальное		
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
26	27	28	29	30	31	32	33	34
1,019	71,44	1830	0,026	3,54	134	0,041	4,71	166
1,133	79,44	2035	0,028	4,52	179	0,026	5,23	216
1,142	80,01	2050	0,037	5,22	199	0,033	5,28	207
1,238	76,56	1823	0,046	4,44	156	0,085	6,70	214
—	—	—	—	—	—	—	—	—
1,265	90,06	2305	0,056	6,00	216	0,062	7,75	287
1,361	79,62	1835	0,087	5,08	142	0,130	7,10	181
0,809	54,93	1377	0,032	2,93	101	0,05	3,42	102
0,845	53,09	1261	0,036	2,86	96	0,042	3,23	103
1,737	96,93	2136	0,09	5,96	173	0,092	6,74	208
0,977	51,18	1300	0,052	3,73	118	0,049	3,92	129
1,195	78,86	1917	0,059	4,60	148	0,056	4,41	142
1,135	66,54	1515	0,046	3,62	121	0,071	5,49	174
0,913	56,32	1316	0,02	2,38	90	0,052	4,26	136
0,84	51,17	1189	0,071	4,02	104	0,043	3,22	102
0,935	57,04	1328	0,037	2,30	67	0,033	2,35	72
1,02	61,87	1439	0,077	4,67	130	0,078	5,03	140
0,765	46,87	1096	0,048	3,02	87	0,047	3,24	97
1,002	62,93	1487	0,027	2,95	108	0,038	3,17	107
0,743	45,96	1078	0,021	2,36	87	0,04	3,44	111
1,417	84,48	1938	0,102	6,66	200	0,098	6,54	190
1,642	97,85	2245	0,124	7,85	227	0,111	7,46	217



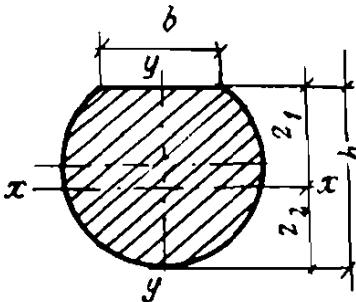
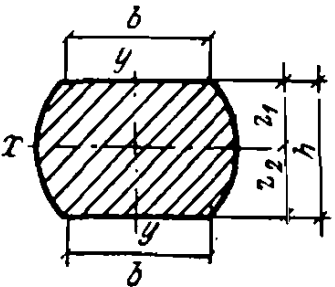
Расчетные моменты  $M$  и относительные прогибы  $\frac{f_{max}}{l}$  для основных расчетных схем деревянных настилов обрешеток, балок и прогонов

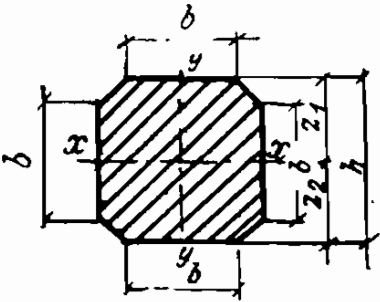
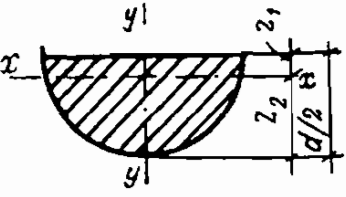
Расчетная схема	$M$	$\frac{f_{max}}{l}$
	$M = + \frac{gl^2}{8}$	$\frac{5\sigma l}{24Eh} = \frac{5gl^3}{384EI}$
	$M = + \frac{Pl}{4}$	$\frac{\sigma l}{6Eh} = \frac{Pl^2}{48EI}$
	$M = - \frac{gl^3}{2}$	$\frac{\sigma_1 l}{2Eh} = \frac{gl^3}{8EI}$
	$M = - Pl$	$\frac{2\sigma_1 l}{3Eh} = \frac{Pl^2}{3EI}$
	$M_0 = - 0,125gl^2$ $M_I = + 0,703Pl^2$	$0,087 \frac{\sigma l}{Eh} = \frac{2,13gl^3}{384EI}$
	$M_0 = - 0,089Pl$ $M_I = + 0,207Pl$	$0,145 \frac{\sigma l}{Eh} = 0,015 \cdot \frac{Pl^2}{EI}$

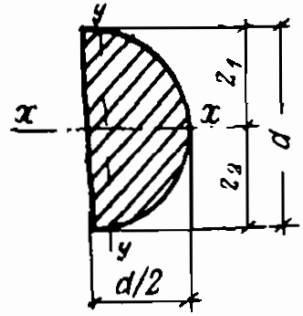
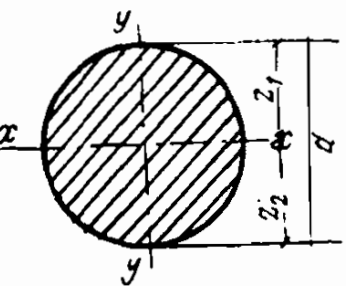
Расчетная схема	M	$\frac{f_{max}}{l}$
	$M_0 = -0,096Pl$ $M_1 = +0,189Pl$	$0,244 \frac{\sigma_1 l}{Eh} = 0,0117 \cdot \frac{Pl^2}{EI}$
	$M_0 = -\frac{gl^2}{16}$ $M_1 = M_2 + \frac{gl^2}{16}$	<p>Консольно-балочная равномоментная схема</p> $0,167 \frac{\sigma l}{Eh} = \frac{2gl^3}{384EI}$
	$M_0 = -\frac{gl^2}{12}$ $M_1 \approx +\frac{gl^2}{20}$ $M_2 \approx +\frac{gl^2}{24}$	<p>Консольно-балочная равнопрогибная схема</p> $0,063 \frac{\sigma_1 l}{Eh} = \frac{1gl^3}{384EI}$
	<p>при <math>k = 0,8</math></p> $M_0 \approx -\frac{gl^2}{12}$ $M_1 \approx +\frac{gl^2}{20}$ $M_2 \approx +\frac{gl^2}{24}$	<p>Неразрезная равнопро- гибная схема</p> $0,063 \frac{\sigma_1 l}{Eh} = \frac{1gl}{384EI}$
	<p>при <math>k = 1</math></p> $M_0 = -\frac{1}{10} gl^2$ $B = 1,132gl$	<p>Неразрезная равнопро- летная схема</p> $0,124 \frac{\sigma_1 l}{EI} = \frac{2,5gl^3}{384EI}$

Примечание.  $\sigma_1$  — напряжения изгиба на опоре;  $\sigma$  — напряжения изгиба в пролете.

## Геометрические характеристики поперечных сечений разнооплечных бревен

Типы сечений	Ширина $b = k_3 d$	Высота $h = k_2 d$	Площадь сечения $F = k_3 d^2$	Момент инерции		Момент сопротивления		Статический момент $S_x = k_8 d$	Радиус инерции		Расстояние от нейтральной осн до крайних волокон	
				$I_x = k_4 d^4$	$I_y = k_5 d^4$	$W_y = k_6 d^3$	$W_x = k_7 d^3$		$r_x = k_9 d$	$r_y = k_{10} d$	$z_1 = k_{11} d$	$z_2 = k_{12} d$
	Значения коэффициентов											
	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$k_4$	$k_5$	$k_6$	$k_7$	$k_8$	$k_9$	$k_{10}$	$k_{11}$	$k_{12}$
	1/3	0,971	0,779	0,04758	0,04905	0,09593	0,09810	0,080	0,247	0,251	0,475	0,496
	1/2	0,933	0,763	0,04415	0,04880	0,09077	0,09760	0,073	0,241	0,252	0,447	0,486
	1/3	0,943	0,773	0,04611	0,04901	0,09781	0,09802	0,080	0,244	0,252	0,471	0,471
	1/2	0,866	0,740	0,03949	0,04852	0,09120	0,09704	0,073	0,231	0,256	0,433	0,433

Типы сечений	Ширина $b = k_2 d$	Высота $h = k_3 d$	Площадь сечения $F = k_3 d^2$	Момент инерции		Момент сопротивления		Статический момент $S_x = k_9 d$	Радиус инерции		Расстояние от нейтральной оси до крайних волокон	
				$I_x = k_4 d^4$	$I_y = k_5 d^4$	$W_x = k_6 d^3$	$W_y = k_7 d^3$		$r_x = k_9 d$	$r_y = k_{10} d$	$z_1 = k_{11} d$	$z_2 = k_{12} d$
	Значения коэффициентов											
	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$k_4$	$k_5$	$k_6$	$k_7$	$k_8$	$k_9$	$k_{10}$	$k_{11}$	$k_{12}$
	1/3	0,943	0,760	0,04603	0,04603	0,09766	0,09766	0,080	0,246	0,246	0,471	0,471
	1/2	0,866	0,695	0,03892	0,03892	0,08990	0,08990	0,071	0,236	0,236	0,433	0,433
	0,0	0,500	0,393	0,00686	0,02454	0,02384	0,04909	0,022	0,132	0,250	0,21	0,29

Типы сечений	Ширина $b = k_2 d$	Высота $h = k_3 d$	Площадь сечения $F = k_3 d^2$	Момент инерции		Момент сопротивления		Статический момент $S_x = k_9 d$	Радиус инерции		Расстояние от нейтральной оси до крайних волокон	
				$I_x = k_4 d^4$	$I_y = k_5 d^4$	$W_y = k_6 d^3$	$W_x = k_7 d^3$		$r_x = k_8 d$	$r_y = k_{10} d$	$z_1 = k_{11} d$	$z_2 = k_{12} d$
	Значения коэффициентов											
	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$k_4$	$k_5$	$k_6$	$k_7$	$k_8$	$k_9$	$k_{10}$	$k_{11}$	$k_{12}$
	0,0	1,000	0,393	0,02454	0,00686	0,04909	0,02384	0,041	0,250	0,132	0,5	0,5
	0,0	1,000	0,785	0,04900	0,04909	0,09817	0,09817	0,083	0,250	0,250	0,5	0,5

Расчетные сопротивления и модули упругости для строительной березовой фанеры сортов НВ и В

Вид и направление действующего усилия в наружных шпонах	Расчетные сопротивления $R_{ср}$ при числе слоев и сорте фанеры в $кг/см^2$						Модули упругости $E = 1000 кг/см^2$ при числе слоев и сорте фанеры					
	3		5		7 и более		3		5		7 и более	
	НВ	Н	НВ	Н	НВ	Н	НВ	В	НВ	В	НВ	В
Сжатие вдоль волокон . . . . .	100	100	100	90	100	70	100	100	90	85	85	80
Сжатие поперек волокон . . . . .	50	20	70	26	75	30	50	40	60	50	65	50
Растяжение вдоль волокон . . . . .	100	100	100	90	100	70	100	100	90	85	85	80
Растяжение поперек волокон . . . . .	50	20	70	26	75	30	50	40	60	50	65	50
Изгиб вдоль волокон . . . . .	140	140	140	140	140	110	145	145	120	120	105	105
Изгиб поперек волокон . . . . .	7	0	40	15	50	20	6	5	30	25	45	35
Сдвиг вдоль волокон . . . . .	60	50	55	45	60	45	7	7	7	6	7	5,5
Сдвиг поперек волокон . . . . .	75	60	70	55	60	45						

Примечания: 1. Расчетные сопротивления сдвигу даны для средневодостойкой фанеры. Для фанеры повышенной водостойкости эти напряжения увеличиваются на 20%.

2. Для фанеры сорта ВВ величины, приведенные в таблице для сорта В, уменьшаются путем умножения расчетных сопротивлений на коэффициент 0,8, а модули упругости — на коэффициент 0,9.

3. Величины, приведенные в таблице для изгиба, относятся к изгибу фанерного листа из его плоскости при направлении нормальных напряжений соответственно вдоль и поперек волокон наружных шпонов.

4. Для ольховой и сосновой фанеры расчетные величины умножаются на поправочный коэффициент 0,65.

Таблица ординат арки кругового и параболического очертания

$x$	Ординаты круговой арки			Ординаты параболической арки
	$f = \frac{l}{5}$	$f = \frac{l}{6}$	$f = \frac{l}{7}$	
0,05 <i>l</i>	0,217 <i>f</i>	0,208 <i>f</i>	0,203 <i>f</i>	—
0,10 <i>l</i>	0,398 <i>f</i>	0,386 <i>f</i>	0,379 <i>f</i>	0,36 <i>f</i>
0,15 <i>l</i>	0,576 <i>f</i>	0,537 <i>f</i>	0,531 <i>f</i>	—
0,20 <i>l</i>	0,675 <i>f</i>	0,665 <i>f</i>	0,658 <i>f</i>	0,64 <i>f</i>
0,25 <i>l</i>	0,777 <i>f</i>	0,770 <i>f</i>	0,765 <i>f</i>	—
0,30 <i>l</i>	0,859 <i>f</i>	0,854 <i>f</i>	0,850 <i>f</i>	0,84 <i>f</i>
0,35 <i>l</i>	0,921 <i>f</i>	0,918 <i>f</i>	0,916 <i>f</i>	—
0,40 <i>l</i>	0,965 <i>f</i>	0,964 <i>f</i>	0,964 <i>f</i>	0,96 <i>f</i>
0,45 <i>l</i>	0,993 <i>f</i>	0,991 <i>f</i>	0,991 <i>f</i>	—
0,50 <i>l</i>	<i>f</i>	<i>f</i>	<i>f</i>	<i>f</i>
	$R = 0,725l$	$R = 0,8333l$	$R = 0,9643l$	

Таблица коэффициентов  $k$  для определения распора  $H$  в двухшарнирных арках кругового очертания при равномерно распределенной нагрузке

$\frac{l}{f}$	$k$	$\frac{l}{f}$	$k$	$\frac{l}{f}$	$k$
4	0,4819	5	0,6108	6	0,7387
4,1	0,4948	5,1	0,6236	6,1	0,7515
4,2	0,5077	5,2	0,6364	6,2	0,7642
4,3	0,5206	5,3	0,6492	6,3	0,7770
4,4	0,5334	5,4	0,6620	6,4	0,7898
4,5	0,5463	5,5	0,6748	6,5	0,8025
4,6	0,5592	5,6	0,6875	6,6	0,8153
4,7	0,5721	5,7	0,7003	6,7	0,8280
4,8	0,5850	5,8	0,7131	6,8	0,8406
4,9	0,5979	5,9	0,7259	6,9	0,8534
	—	—	—	7,0	0,8662

Величина распора от равномерно распределенной нагрузки по всему пролету определяется по формуле

$$H = kql.$$

Для односторонней нагрузки на половине пролета распор будет в два раза меньше

$$H = 0,5kql.$$

## ЛИТЕРАТУРА

1. Строительные нормы и правила (СНиП). Госстройиздат, 1962.
2. Технические правила по экономному расходованию металла, леса и цемента в строительстве (ТП 101—61). Госстройиздат, 1961.
3. Руководящие технические материалы. Комитет стандартов мер и измерительных приборов при Совете Министров Союза ССР. Древесина — показатели физико-механических свойств. 1962.
4. Инструкция по проектированию и изготовлению клееных деревянных конструкций и строительных деталей. Госстройиздат, 1958.
5. *Иванов В. А.* Деревянные конструкции. Госстройиздат УССР, Киев, 1962.
6. Альбом деревянных клееных конструкций для железнодорожного строительства. Главпромстрой. М., 1950.
7. Указания по применению и изготовлению зубчатых соединений в клееных деревянных конструкциях и строительных деталях. М., 1959.
8. *Яблоков А. С.* Воспитание и разведение здоровой осины. М., 1963.
9. *Леонтьев Н. А.* Прочность древесины при разной влажности.— «Деревообрабатывающая промышленность», 1962, № 4.
10. *Леонтьев Н. А.* Данные о прочности древесины различной влажности. — «Деревообрабатывающая промышленность», 1960, № 10.



## ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие . . . . .	3
Введение . . . . .	5
<b>Глава I. Материалы, применяемые в деревянных конструкциях, и требования, предъявляемые к ним . . . . .</b>	<b>7</b>
§ 1. Краткая характеристика древесных пород и стальных элементов, применяемых в строительных конструкциях . . . . .	—
§ 2. Физико-механические свойства строительной древесины разных пород . . . . .	8
<b>Глава II. Основные положения по расчету и проектированию деревянных конструкций. Нормативные и расчетные указания. Примеры экономичных конструкций . . . . .</b>	<b>13</b>
§ 3. Расчетные положения по проектированию деревянных конструкций . . . . .	—
§ 4. Примеры экономичных решений при проектировании деревянных конструкций . . . . .	23
<b>Глава III. Краткие сведения о деформации деревянных конструкций. Расчет центрально и внецентренно растянутых элементов . . . . .</b>	<b>32</b>
§ 5. Краткие сведения о деформациях деревянных конструкций . . . . .	—
§ 6. Расчет центрально растянутых деревянных элементов . . . . .	34
§ 7. Расчет внецентренно растянутых элементов деревянных конструкций . . . . .	37
<b>Глава IV. Расчет деревянных элементов на центральное и внецентренное сжатие, на растяжение и сжатие с изгибом . . . . .</b>	<b>39</b>
§ 8. Расчет центрально сжатых элементов . . . . .	—
§ 9. Расчет внецентренно сжатых растянуто-изогнутых и сжато-изогнутых элементов . . . . .	45
§ 10. Примеры расчета на растяжение и на сжатие с изгибом . . . . .	53
§ 11. Расчет центрально и внецентренно сжатых составных элементов на податливых связях колонны и стойки . . . . .	66
§ 12. Примеры расчета . . . . .	69
<b>Глава V. Общие положения и методика расчета различных соединений и врубок. Примеры расчета и проектирования их . . . . .</b>	<b>86</b>
§ 13. Методика расчета соединений и врубок . . . . .	—
§ 14. Примеры расчета . . . . .	90
<b>Глава VI. Примеры расчета и проектирования изгибаемых элементов . . . . .</b>	<b>92</b>
§ 15. Расчет балок цельного сечения . . . . .	—
§ 16. Примеры расчета . . . . .	93
§ 17. Упрощенные методы расчета прямоугольных балок цельного сечения . . . . .	99

§ 18. Примеры расчета . . . . .	101
§ 19. Балки равного сопротивления изгибающему моменту . . . . .	106
§ 20. Балки составного сечения . . . . .	112
§ 21. Дошато-гвоздевые балки с перекрестной стенкой . . . . .	124
§ 22. Примеры расчета . . . . .	129
§ 23. Дерево-металлические балки с предварительным напряжением	137
<b>Глава VII. Примеры расчета и проектирования стропил . . . . .</b>	<b>147</b>
§ 24. Теоретические основы расчета стропил . . . . .	—
§ 25. Примеры расчета . . . . .	149
<b>Глава VIII. Клееные деревянные конструкции . . . . .</b>	<b>163</b>
§ 26. Исходные данные для расчета и конструирования . . . . .	—
§ 27. Расчет клееных конструкций . . . . .	170
§ 28. Примеры расчета . . . . .	175
§ 29. Клееные конструкции в зарубежной практике . . . . .	198
<b>Глава IX. Арки, рамы и фермы . . . . .</b>	<b>203</b>
§ 30. Арки и их расчет . . . . .	—
§ 31. Пример расчета . . . . .	205
§ 32. Общие сведения о рамах и их расчете . . . . .	216
§ 33. Пример расчета . . . . .	220
§ 34. Комплексный расчет однопролетного производственного здания	231
<b>Приложения . . . . .</b>	<b>285</b>
<b>Литература . . . . .</b>	<b>299</b>

Н. А. Филиппов, И. А. Константинов  
ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

План выпуска 1965 г., поз. 35  
*Стройиздат, Ленинградское отделение*  
*Ленинград, пл. Островского, 6*  
Редактор издательства *А. М. Титов*  
Технический редактор *С. Л. Шапиро*  
Корректоры *Э. Е. Закошанская, Р. М. Юзефович*

---

Сдано в набор 9/VII 1965 г. Подписано к печати 3/XI 1965 г.  
М-50114. Формат бумаги 60×90<sup>1/16</sup>. Бум. л. 9,5. Печ. л. 19.  
Учетно-издат. л. 19,8. Тираж 16 000. Изд. № 835Л. Заказ 1773.  
Цена в переплете 1 руб. 09 коп.

---

Ленинградская типография № 4 Главполиграфпрома Государственного комитета Совета Министров СССР по печати,  
Социалистическая, 14.

## **ЛЕНИНГРАДСКОЕ ОТДЕЛЕНИЕ СТРОЙИЗДАТА ГОТОВИТ К ВЫПУСКУ В 1966 ГОДУ:**

**М. Е. ЛИПНИЦКИЙ**

**Железобетонные бункера и силосы (проектирование и расчет)**

**2-ое изд., перераб. и дополн.**

Объем 18 л.

Ориентир. цена 1 руб. 05 коп.

В книге рассматриваются типы и конструктивные решения бункеров и силосов; даются примеры расчета элементов этих сооружений на основе новых строительных норм и правил; приводятся вспомогательные таблицы и справочные данные, необходимые при проектировании бункеров и силосов.

Книга предназначена в качестве справочного пособия для инженеров-проектировщиков.

**Н. А. КРЫЛОВ И ДР.**

**Радиотехнические методы контроля качества железобетона**

Объем 25 л.

Ориентир. цена 1 руб. 45 коп.

В книге на основе отечественного и зарубежного опыта освещаются вопросы теории и практики радиотехнических методов контроля качества железобетона с подробной оценкой их технико-экономической эффективности. Технические выводы широко иллюстрируются экспериментальными данными. Даются рекомендации по организации системы радиотехнического контроля.

Книга рассчитана на инженеров-строителей и проектировщиков, а также научных работников.

**Л. А. ГЛУХОВСКОЙ**

**Изготовление и монтаж железобетонных оболочек**

Объем 20 л.

Ориентир. цена 1 р. 15 коп.

В книге рассматриваются история развития и перспективы строительства зданий с покрытиями из оболочек, приводятся классификация различных конструкций оболочек, излагаются принципы конструирования, особенности изготовления и монтажа, а также технико-экономический анализ оболочек разных типов.

Книга предназначена для инженеров-проектировщиков и строителей.

## **М. Н. ЛАЩЕНКО**

### **Регулирование напряжений в металлических конструкциях**

Объем 10 л.

Ориентир. цена 50 коп.

В книге на основе отечественного и зарубежного опыта рассматриваются вопросы регулирования напряжений в металлических конструкциях промышленных, гражданских и специальных сооружений. Способы, приемы и методы регулирования напряжений рассмотрены на различных стадиях существования конструкций (при изготовлении, монтаже, эксплуатации, реконструкции, усилении, восстановлении). Детально проанализировано современное состояние и пути развития регулирования напряжений в металлических конструкциях и сооружениях.

Книга предназначена для инженеров-строителей, работающих в области проектирования, изготовления и эксплуатации металлических конструкций, а также научных работников.

## **М. И. ОДИНОВ**

### **Сборные железобетонные оболочки**

Объем 12 л.

Ориентир. цена 1 руб. 40 коп.

В книге-альбоме обобщается опыт строительства сборных железобетонных цилиндрических, пологих и других типов оболочек. Рассматриваются новые прогрессивные конструкции оболочек, приводятся технологические линии по изготовлению конструктивных элементов, даются схемы монтажа оболочек, оборудование и оснастка, а также технико-экономический анализ их трудоемкости и стоимости.

Альбом хорошо иллюстрирован многочисленными photographиями и чертежами.

Книга предназначена для инженерно-технических работников строек, научно-исследовательских и проектных организаций.

*Пользуйтесь информацией издательства о выходящих книгах. Своевременно заказывайте необходимую вам книгу до выхода ее в свет.*

*Заказ можно сделать лично или по почте.*

*Покупатели извещаются по мере поступления литературы.*

*Предварительные заказы экономят время и гарантируют приобретение необходимой книги.*

*Заказы направляйте во все магазины местных книжоторгов.*

*В случае неприятия заказа сообщите Л. О. Стройиздата по адресу: Ленинград, Д-11, п.л. Островского, 6.*

## ОПЕЧАТКИ

Страница	Строка	Напечатано	Должно быть
23	9 снизу	$q = 800, 1600 \text{ и } 2400 \text{ кг/м}^2,$	$q = 800, 1600 \text{ и } 2400 \text{ кг/м},$
49	6 сверху	$-\omega = y_1 l$	$-\omega = \frac{y_1 l}{2}$
118	10 снизу	$W_x = \frac{2, 7,5 \cdot 22^2}{6}$	$W_x = \frac{2 \cdot 7,5 \cdot 22^2}{6}$
150	11 сверху	$l' = 67,06 \text{ м.}$	$l' = 7,06 \text{ м.}$
192	1 снизу	$W_{\text{тр}} = \frac{25\ 280}{104}$	$W_{\text{тр}} = \frac{125\ 280}{104}$
193	3 снизу	$f = -\frac{2,5}{384} \cdot \frac{2,71 \cdot 600}{10^5 \cdot 16\ 927}$	$f = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{2,71 \cdot 600^4}{10^5 \cdot 16\ 927}$
209	5 снизу	$M_6 = 9 \cdot 7,2 - \frac{7 \cdot 2^2}{2} 8,86 \cdot 3,42 =$ $= 8,58;$	$M_6 = 9 \cdot 7,2 - \frac{7,2^2}{2} -$ $- 8,86 \cdot 3,42 = 8,58;$
211	5 снизу	$h = 13,5 - (11 \cdot 0,5 = 2 \cdot 0,25) =$ $= 59 \text{ см};$	$h = 13,5 - (11 \cdot 0,5 + 2 \cdot 0,25) =$ $= 59 \text{ см};$